



**M** 2015

# **ANÁLISE DE DIFERENTES ABORDAGENS PARA O CÁLCULO SÍSMICO DE VIADUTOS NO MÉXICO**

**PEDRO ANDRÉ ROCHA AZEVEDO**

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO APRESENTADA  
À FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO EM  
ENGENHARIA CIVIL – ESTRUTURAS



# **ANÁLISE DE DIFERENTES ABORDAGENS PARA O CÁLCULO SÍSMICO DE VIADUTOS NO MÉXICO**

**PEDRO ANDRÉ ROCHA AZEVEDO**

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de  
**MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS**

---

Orientador: Professor Doutor Filipe Manuel Rodrigues Leite Magalhães

---

Coorientador: Professor Doutor José Miguel de Freitas Castro

---

Coorientador: Engenheiro José Luís Barbosa

JUNHO DE 2015

## **MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2014/2015**

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ [miec@fe.up.pt](mailto:miec@fe.up.pt)

*Editado por*

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ [feup@fe.up.pt](mailto:feup@fe.up.pt)

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2014/2015 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2015*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

Aos meus Pais,  
A ti, Joana

*Analysis should be as simple as possible, but no simpler*  
*Albert Einstein*



## AGRADECIMENTOS

Expresso o meu agradecimento a todos os que me acompanharam ao longo do meu percurso académico, contribuindo de alguma forma para a minha formação como pessoa e engenheiro.

Presto especial agradecimento ao meu orientador, o Professor Doutor Filipe Magalhães, por todo o apoio prestado, pelo conhecimento partilhado, pela constante disponibilidade e interesse demonstrados na discussão de assuntos para o aprimoramento desta dissertação e pela revisão cuidada do relatório.

Ao meu coorientador, o Professor Doutor José Miguel Castro, por todo o tempo dedicado no auxílio à ultrapassagem de diversos obstáculos, por todo o conhecimento transmitido, em especial sobre a Engenharia Sísmica, e pelo interesse demonstrado na concretização desta tese.

Ao meu coorientador, o Engenheiro José Luís Barbosa, ao Engenheiro Sebastião Soares e à *GEG – Engineering Structures for Life* num âmbito global, pela disponibilidade, humana e material, prestada para a elaboração desta dissertação, pela hospitalidade na minha receção na *GEG* e pelo interesse demonstrado nos resultados deste trabalho.

Aos meus colegas de Estruturas, por toda a entajada, em especial ao João Primavera, pelo auxílio e discussão de assuntos relacionados com a modelação em OpenSees.

Por fim, à Joana por todo o apoio, motivação e incentivo à persistência.





## RESUMO

A crescente necessidade de compreender o fenômeno *sismo* na Engenharia Estrutural, como forma de melhorar preparar as futuras estruturas e reforçar as existentes para serem capazes de absorver a energia induzida pela súbita aceleração do solo, salvaguardando a vida humana, foi um dos motes propulsores para uma forte componente científica e investigacional se ter aliado à Engenharia Civil, tradicionalmente empírica, na busca por uma melhor compreensão da resposta e do comportamento das estruturas quando sujeitas a fortes abalos sísmicos.

Atualmente, existem essencialmente quatro metodologias para o cálculo sísmico, respetivamente enquadradas em considerações-base definidoras da sua correta aplicabilidade, das quais três serão postas em prática no caso de estudo – viaduto localizado na Cidade do México – análise estática linear (simplificada), análise dinâmica linear (espectral) e análise estática não-linear (*pushover*). As análises dinâmicas não-lineares serão alvo de discussão quanto à sua aplicabilidade e julgada a sua pertinência, mas não serão levadas a cabo para o dimensionamento da estrutura em estudo, no âmbito desta tese.

Transversalmente a todas as abordagens para o cálculo sísmico, será analisada a influência da não-linearidade da interação solo-estrutura, por ser uma das principais condicionantes da obra, em particular na obtenção das frequências naturais de vibração, estabelecendo-se raciocínios e considerações quanto à maior ou menor adequabilidade de cada uma das análises sísmicas abordadas perante os resultados das análises modais efetuadas.

Por razoabilidade económica, as estruturas têm dimensionadas para resistir à ação sísmica consentido danos em elementos estruturais dúcteis e capazes de absorver a energia sísmica por plastificação. Como tal, as estruturas assumem claramente um comportamento não-linear, pelo que a adoção de abordagens elásticas para o seu cálculo plástico impõe a necessidade de reduzir a ação sísmica total pelo coeficiente de comportamento, para se proceder ao dimensionamento estrutural. A quantificação deste coeficiente depende da configuração estrutural e da ductilidade disponível nas rótulas plásticas.

A estrutura em estudo será dimensionada para a pior combinação de esforços decorrentes das análises lineares, possibilitando assim a execução de uma análise estática não-linear *pushover*. Será analisada a capacidade dúctil da estrutura sob a forma da curva de capacidade, que reproduz a variação da deformabilidade com o incrementar da solicitação lateral, explorando o regime não-linear material. A partir deste traçado do corte basal da estrutura em função do deslocamento do tabuleiro serão tiradas conclusões quanto à eventual sobre-resistência ostentada e quanto à capacidade deformativa pós-elástica das rótulas plásticas. Adicionalmente, será aplicado um método regulamentar para a obtenção do deslocamento-alvo que previsivelmente ocorrerá caso esta estrutura seja sujeita ao sismo mais gravoso que o regulamento prevê para o período de retorno considerado sem colapsar entretanto.

**PALAVRAS-CHAVE:** cálculo sísmico, viaduto, México, interação solo-estrutura, pushover.



## **ABSTRACT**

The growing need to understand the earthquake phenomena in Structural Engineering, as a way of better preparing the future structures and reinforcing the existing ones to be capable of absorbing the energy induced by the sudden ground acceleration, while safeguarding the human life, was one of the propelling mottos for a strong scientific and researching component to be allied with Civil Engineering, traditionally empirical, in the search for a better understanding of the response and behaviour of structures submitted to strong seismic shocks.

Nowadays, there are essentially four methodologies for the seismic design, respectively framed in basic considerations for the definition of its applicability, three of which will be put in practice on the study case – a viaduct in Mexico City – linear static analysis (simplified), linear dynamic analysis (spectral) and static non-linear analysis (pushover). The dynamic non-linear analysis will be under discussion about its suitability and pertinence, but it won't be carried out for the structural design.

Across all approaches for seismic design, the influence of the non-linearity of the soil-structure interaction will be analysed, for it represents one of the most influent constraints for this work of art, specifically concerning the calculation of the structure natural frequencies, settling arguments for the suitability of each seismic approach, before the modal analysis results.

By economic reasonableness, structures are designed to resist the seismic action while consenting structural damage on ductile elements, capable of absorbing the induced seismic energy. As such, structures assume a clearly non-linear behaviour and, therefore, elastic approaches for seismic design must be carried out for a reduced seismic action. This reduction is quantified by the behaviour coefficient and it depends on the structural shape and on the available ductility in the plastic hinges.

This structure will be designed for the most demanding combination of efforts of the elastic approaches, enabling a non-linear static analysis, pushover, to be carried out. The eventual ductile capacity shown by the structure will be analysed, in terms of the shape of the resulting Capacity Curve, which reproduces the variation of the structure deformability with the galloping of the lateral solicitation, exploiting the post-elastic behaviour. From this curve, conclusions will be taken about the eventual overstrength of the resisting base shear, concerning the designed one, and about the plastic hinges ductility. Additionally, a regulatory method for the calculation of the target-displacement, which likely occurs if the structure is submitted to the most damaging earthquake that the regulation predicts for the considered return period, unless a collapse takes place before reaching it.

**KEYWORDS:** seismic design, viaduct, Mexico, soil-structure interaction, pushover.



## ÍNDICE GERAL

<b>AGRADECIMENTOS</b> .....	i
<b>RESUMO</b> .....	iii
<b>ABSTRACT</b> .....	v
<b>1. INTRODUÇÃO</b> .....	1
1.1. ENQUADRAMENTO .....	1
1.2. OBJETIVOS .....	2
1.3. ESTRUTURA DA TESE .....	3
<b>2. ENGENHARIA SÍSMICA – NOÇÕES GERAIS, METODOLOGIAS E REGULAMENTAÇÃO APLICADA</b> .....	5
2.1. CONCEITO DE SISMO NA ENGENHARIA DE ESTRUTURAS .....	5
2.2. ABORDAGENS PARA O CÁLCULO SÍSMICO .....	5
2.2.1. ANÁLISES LINEARES .....	5
2.2.2. ANÁLISES NÃO-LINEARES .....	6
2.3. REGULAMENTAÇÃO PARA A ENGENHARIA SÍSMICA .....	7
2.3.1. PORTUGUESA – EC8 .....	7
2.3.2. MEXICANA – SCT E NTC .....	8
2.3.3. NORTE-AMERICANA – AASHTO E ACI .....	8
<b>3. CONTEXTUALIZAÇÃO E DESCRIÇÃO DO CASO DE ESTUDO</b> .....	9
3.1. LOCALIZAÇÃO GEOGRÁFICA .....	9
3.2. ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO E GEOTÉCNICO .....	10
3.3. SISMICIDADE DA ZONA .....	12
3.4. SOLUÇÃO ESTRUTURAL .....	13
3.4.1. FUNDAÇÕES .....	13
3.4.2. PILARES .....	15
3.4.3. TABULEIRO .....	16
3.5. SIMPLIFICAÇÃO ADOTADA .....	18

<b>4. MODELAÇÃO E ANÁLISE MODAL DA ESTRUTURA</b>	19
<b>4.1. DETERMINAÇÃO DOS MODOS E FREQUÊNCIAS NATURAIS DE VIBRAÇÃO</b>	19
4.1.1. QUANTIFICAÇÃO DA MASSA DA ESTRUTURA	20
4.1.2. QUANTIFICAÇÃO DA RIGIDEZ DA ESTRUTURA	22
4.1.2.1. Modelação da superestrutura	22
4.1.2.2. Modelação da infraestrutura	23
4.1.3. OBTENÇÃO DOS MODOS E FREQUÊNCIAS NATURAIS	30
4.1.3.1. Influência da não-linearidade no cálculo de frequências	38
<b>4.2. ESPECTROS DE ACELERAÇÕES SÍSMICAS</b>	45
4.2.1. OBTENÇÃO DE ESPECTROS REGULAMENTARES	45
4.2.1.1. Secretaria de Comunicações e Transportes (SCT)	45
4.2.1.2. Normas Técnicas Complementares (NTC)	47
4.2.2. ESPECTRO ELÁSTICO REGULAMENTAR	48
4.2.3. QUANTIFICAÇÃO DO COEFICIENTE DE COMPORTAMENTO	50
4.2.3.1. Secretaria de Comunicações e Transportes (SCT)	50
4.2.3.2. Normas Técnicas Complementares (NTC)	50
4.2.4. ESPECTRO DE CÁLCULO REGULAMENTAR	50
4.2.5. OBTENÇÃO DO ESPECTRO ELABORADO COM RECURSO À VIBRAÇÃO NATURAL IN-SITU	52
4.2.6. ESPECTRO DE CÁLCULO ELABORADO IN-SITU	53
<b>5. ANÁLISE DE DIFERENTES ABORDAGENS PARA O CÁLCULO SÍSMICO</b>	55
<b>5.1. INTRODUÇÃO</b>	55
<b>5.2. ANÁLISE LINEAR SIMPLIFICADA</b>	56
5.2.1. INTRODUÇÃO	56
5.2.2. INFLUÊNCIA DA NÃO-LINEARIDADE NO CÁLCULO SIMPLIFICADO	58
5.2.3. ANÁLISE LONGITUDINAL	60
5.2.4. ANÁLISE TRANSVERSAL	64
5.2.5. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	69
<b>5.3. ANÁLISE LINEAR ESPECTRAL</b>	70
5.3.1. INTRODUÇÃO	70
5.3.2. INFLUÊNCIA DA NÃO-LINEARIDADE NO CÁLCULO POR SOBREPOSIÇÃO MODAL	71
5.3.3. ANÁLISE LONGITUDINAL	71

5.3.4. ANÁLISE TRANSVERSAL .....	80
<b>5.4. ANÁLISE NÃO-LINEAR PUSHOVER .....</b>	<b>88</b>
5.4.1. INTRODUÇÃO .....	88
5.4.2. CONSIDERAÇÕES GERAIS SOBRE ANÁLISES DINÂMICAS NÃO-LINEARES – TIME HISTORY .....	92
5.4.3. AVALIAÇÃO DOS DANOS ESTRUTURAIS CAUSADOS PELA AÇÃO SÍSMICA .....	93
5.4.4. DEFINIÇÃO DO COMPORTAMENTO NÃO-LINEAR MATERIAL .....	95
5.4.5. MODELAÇÃO DO COMPORTAMENTO NÃO-LINEAR MATERIAL .....	95
5.4.5.1. Plasticidade concentrada .....	95
5.4.5.2. Plasticidade distribuída.....	97
5.4.6. MODELAÇÃO EM OPENSEES.....	97
5.4.6.1. Definição da geometria da estrutura .....	98
5.4.6.2. Definição das propriedades mecânicas da estrutura .....	101
5.4.7. OBTENÇÃO DA CURVA DE CAPACIDADE.....	109
5.4.8. ANÁLISE PLÁSTICA PARA VALIDAÇÃO DOS RESULTADOS.....	114
5.4.9. APLICAÇÃO DO MÉTODO N2 DO EC8.....	115
5.4.9.1. Obtenção da Curva de Capacidade do SDOF equivalente .....	115
5.4.9.2. Determinação da relação idealizada força–deslocamento elasto-perfeitamente plástica .....	116
5.4.9.3. Obtenção do período do sistema idealizado com um só grau de liberdade .....	117
5.4.9.4. Determinação do deslocamento-alvo para o SDOF e para o MDOF .....	117
5.4.9.5. Discussão dos resultados.....	118
<b>5.5. COMPARAÇÃO DE RESULTADOS DAS DIFERENTES ABORDAGENS .....</b>	<b>118</b>
 <b>6. CONCLUSÕES .....</b>	 <b>121</b>
6.1. ILAÇÕES FINAIS .....	121
6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS .....	124
 <b>BIBLIOGRAFIA .....</b>	 <b>125</b>





## ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 3.1 – Localização geográfica da extensão total e, em particular, do tramo piloto do <i>Siervo de la Nación</i> .....	9
Fig. 3.2 – Localização dos entroncamentos [10].....	9
Fig. 3.3 – Esquematização da origem e propagação das acelerações sísmicas [11] .....	10
Fig. 3.4 – Resultado dos ensaios de prospeção geotécnica, adaptado de [10] .....	11
Fig. 3.5 – Mapeamento das placas tectónicas na região mexicana [1] .....	12
Fig. 3.6 – Mapeamento da intensidade de risco sísmico do México, por USGS [13].....	12
Fig. 3.7 – Viadutos estruturalmente semelhantes aos que materializarão o <i>Siervo de la Nación</i> .....	13
Fig. 3.8 – Solução de fundações indiretas [10].....	14
Fig. 3.9 – Corte horizontal de um maciço de fundação [10] .....	14
Fig. 3.10 – Pormenorização dos elementos constituintes dos maciços e respectivas secções, adaptado de [10].....	15
Fig. 3.11 – Secção transversal dos pilares [10] .....	15
Fig. 3.12 – Pormenor da ligação pilar-tabuleiro num corte transversal [10] .....	16
Fig. 3.13 – Secção transversal do tabuleiro [10].....	16
Fig. 3.14 – Alçado da sequência de viadutos e respectivas conexões entre vãos e pilares.....	17
Fig. 3.15 – Corte longitudinal da ligação entre uma carlinga e os dois vãos adjacentes, adaptado de [10].....	17
Fig. 3.16 – Estrutura porticada representativa das obras-de-arte em estudo .....	18
Fig. 4.1 – Modelo global em <i>Robot</i> .....	19
Fig. 4.2 – Peso Próprio do tabuleiro e dos maciços de fundação.....	20
Fig. 4.3 – Restantes cargas permanentes do tabuleiro .....	21
Fig. 4.4 – Sobrecarga rodoviária (70% VT).....	21
Fig. 4.5 – Detalhe dos pilares no modelo global .....	22
Fig. 4.6 – Detalhe do tabuleiro no modelo global.....	23
Fig. 4.7 – Detalhe dos maciços de encabeçamento de estacas [10].....	23
Fig. 4.8 – Detalhe das fundações no modelo global .....	24
Fig. 4.9 – Detalhe dos <i>rigid links</i> no modelo global.....	24
Fig. 4.10 – Curva de mobilização da resistência transversal do solo [10] .....	25
Fig. 4.11 – Identificação dos alinhamentos X e Y das estacas de um maciço, adaptado de [10] .....	26
Fig. 4.12 – Detalhe da modelação da rigidez transversal do solo .....	27
Fig. 4.13 – Curva de mobilização da resistência lateral do solo [10].....	28

Fig. 4.14 – Curva de mobilização da resistência de ponta do solo [10] .....	28
Fig. 4.15 – Curva de mobilização da resistência vertical do solo [10] .....	29
Fig. 4.16 – Curva de mobilização da resistência vertical efetiva do solo [10] .....	29
Fig. 4.17 – Detalhe da modelação da rigidez vertical do solo .....	30
Fig. 4.18 – 1º modo de vibração – transversal ( $f = 0.94\text{Hz}$ ) .....	30
Fig. 4.19 – 3º modo de vibração – longitudinal ( $f = 1.19\text{Hz}$ ) .....	31
Fig. 4.20 – 2º modo de vibração – torcional ( $f = 1.15\text{Hz}$ ) .....	31
Fig. 4.21 – 4º modo de vibração – vertical ( $f = 3.15\text{Hz}$ ) .....	32
Fig. 4.22 – 5º modo de vibração – vertical ( $f = 3.35\text{Hz}$ ) .....	32
Fig. 4.23 – 6º modo de vibração – transversal ( $f = 4.99\text{Hz}$ ) .....	33
Fig. 4.24 – 7º modo de vibração – torcional ( $f = 5.44\text{Hz}$ ) .....	33
Fig. 4.25 – 8º modo de vibração – vertical ( $f = 5.63\text{Hz}$ ) .....	34
Fig. 4.26 – 9º modo de vibração – longitudinal ( $f = 6.59\text{Hz}$ ) .....	34
Fig. 4.27 – 10º modo de vibração – vertical ( $f = 7.53\text{Hz}$ ) .....	35
Fig. 4.28 – 11º modo de vibração – transversal e torcional ( $f = 7.70\text{Hz}$ ) .....	35
Fig. 4.29 – 12º modo de vibração – torsional ao nível da fundação ( $f = 8.22\text{Hz}$ ) .....	36
Fig. 4.30 – 13º modo de vibração – transversal e torcional ( $f = 8.55\text{Hz}$ ) .....	36
Fig. 4.31 – 14º modo de vibração – transversal e torcional ( $f = 9.07\text{Hz}$ ) .....	37
Fig. 4.32 – 15º modo de vibração – transversal e torcional ( $f = 9.38\text{Hz}$ ) .....	37
Fig. 4.33 – Modelação do exemplo .....	39
Fig. 4.34 – Curva de mobilização da rigidez da mola do exemplo [10] .....	39
Fig. 4.35 – Modos de vibração e respetivas frequências fundamentais perante as quatro intensidades de força .....	40
Fig. 4.36 – Forças sísmicas a serem consideradas na nova análise modal .....	42
Fig. 4.37 – Zonamento sísmico do México; Cidade do México assinalada a azul – zona E [17] .....	45
Fig. 4.38 – Esquematização do espectro elástico e da parametrização necessária [17] .....	46
Fig. 4.39 – Esquematização do espectro elástico e da parametrização necessária, idênticos aos do SCT [17] .....	47
Fig. 4.40 – Espectro elástico regulamentar, adaptado de [10] .....	49
Fig. 4.41 – Espectro elástico regulamentar escalado pelo coeficiente de importância .....	49
Fig. 4.42 – Espectro de cálculo regulamentar .....	51
Fig. 4.43 – Espectro de cálculo regulamentar escalado pelo coeficiente de importância .....	51
Fig. 4.44 – Espectro elástico elaborado <i>in-situ</i> , adaptado de [10] .....	52
Fig. 4.45 – Espectro elástico elaborado <i>in-situ</i> escalado pelo coeficiente de importância .....	52

Fig. 4.46 – Espectro de cálculo elaborado <i>in-situ</i> .....	53
Fig. 4.47 – Espectro de cálculo elaborado <i>in-situ</i> escalado pelo coeficiente de importância.....	54
Fig. 5.1 – Funcionamento de uma mesa vibratória.....	55
Fig. 5.2 – Forças concentradas da combinação sísmica longitudinal – análise simplificada .....	60
Fig. 5.3 – Forças distribuídas da combinação sísmica longitudinal – análise simplificada .....	60
Fig. 5.4 – Diagramas de momentos longitudinais de cálculo na combinação sísmica longitudinal .....	61
Fig. 5.5 – Diagramas de momentos transversais de cálculo na combinação sísmica longitudinal .....	62
Fig. 5.6 – Diagramas de esforços transversos longitudinais de cálculo na combinação sísmica longitudinal .....	62
Fig. 5.7 - Diagramas de esforços transversos transversais de cálculo na combinação sísmica longitudinal .....	63
Fig. 5.8 - Diagramas de esforços axiais de cálculo na combinação sísmica longitudinal .....	63
Fig. 5.9 – Forças concentradas da combinação sísmica transversal – análise simplificada.....	64
Fig. 5.10 - Forças distribuídas da combinação sísmica transversal – análise simplificada.....	65
Fig. 5.11 – Diagramas de momentos transversais de cálculo na combinação sísmica transversal.....	66
Fig. 5.12 – Diagramas de momentos longitudinais de cálculo na combinação sísmica transversal .....	66
Fig. 5.13 – Diagramas de esforços transversos transversais de cálculo na combinação sísmica transversal.....	67
Fig. 5.14 - Diagramas de esforços transversos longitudinais de cálculo na combinação sísmica transversal.....	67
Fig. 5.15 - Diagramas de esforços axiais de cálculo na combinação sísmica transversal .....	68
Fig. 5.16 – Diagramas de momentos longitudinais de cálculo na combinação sísmica longitudinal ....	72
Fig. 5.17 – Diagramas de momentos transversais de cálculo na combinação sísmica longitudinal .....	72
Fig. 5.18 – Diagramas de esforços transversos longitudinais de cálculo na combinação sísmica longitudinal .....	73
Fig. 5.19 - Diagramas de esforços transversos transversais de cálculo na combinação sísmica longitudinal .....	73
Fig. 5.20 - Diagramas de esforços axiais de cálculo na combinação sísmica longitudinal .....	74
Fig. 5.21 – Diagramas de momentos longitudinais de cálculo na combinação sísmica longitudinal ....	75
Fig. 5.22 – Diagramas de momentos transversais de cálculo na combinação sísmica longitudinal .....	76
Fig. 5.23 – Diagramas de esforços transversos longitudinais de cálculo na combinação sísmica longitudinal .....	76
Fig. 5.24 - Diagramas de esforços transversos transversais de cálculo na combinação sísmica longitudinal .....	77
Fig. 5.25 - Diagramas de esforços axiais de cálculo na combinação sísmica longitudinal .....	77
Fig. 5.26 – Diagramas de momentos transversais de cálculo na combinação sísmica transversal.....	80

Fig. 5.27 – Diagramas de momentos longitudinais de cálculo na combinação sísmica transversal ....	81
Fig. 5.28 – Diagramas de esforços transversos transversais de cálculo na combinação sísmica transversal .....	81
Fig. 5.29 - Diagramas de esforços transversos longitudinais de cálculo na combinação sísmica transversal .....	82
Fig. 5.30 - Diagramas de esforços axiais de cálculo na combinação sísmica transversal .....	82
Fig. 5.31 – Diagramas de momentos transversais de cálculo na combinação sísmica transversal .....	84
Fig. 5.32 – Diagramas de momentos longitudinais de cálculo na combinação sísmica transversal ....	84
Fig. 5.33 – Diagramas de esforços transversos transversais de cálculo na combinação sísmica transversal .....	85
Fig. 5.34 - Diagramas de esforços transversos longitudinais de cálculo na combinação sísmica transversal .....	85
Fig. 5.35 - Diagramas de esforços axiais de cálculo na combinação sísmica transversal .....	86
Fig. 5.36 – Lei de comportamento do betão em que é admitida resistência nula à tração [21].....	89
Fig. 5.37 – Lei de comportamento do aço .....	89
Fig. 5.38 – Leis de comportamento dos betões confinado e não-confinado, segundo o EC2 – Parte 1-1 [22] .....	90
Fig. 5.39 – Leis de comportamento dos betões confinado e não-confinado, segundo o AASHTO [7].	90
Fig. 5.40 – Modelação do exemplo (a) e resultados de deformação (b) e tensões de tração (c).....	91
Fig. 5.41 – Localização típica das rótulas plásticas, segundo AASHTO [7] .....	93
Fig. 5.42 – Rotura de um pilar por falta de ductilidade – espaçamento entre estribos excessivo, adaptado de [32].....	94
Fig. 5.43 – Rotura de um pilar por falta de ductilidade durante o sismo de 1985 no México [33] .....	94
Fig. 5.44 – Elemento de barra com rótulas plásticas nas extremidades, adaptado de [25] .....	96
Fig. 5.45 – Modelo de fibras de um elemento de betão armado [28].....	97
Fig. 5.46 – Representação simples da estrutura no sistema de coordenadas global no <i>script</i> em TCL .....	98
Fig. 5.47 – Numeração dos nós de cada estaca, em alçado .....	99
Fig. 5.48 – Numeração das estacas, em planta .....	99
Fig. 5.49 – Numeração dos nós dos maciços de encabeçamento, em planta .....	100
Fig. 5.50 – Numeração dos nós dos pilares, em alçado .....	100
Fig. 5.51 – Numeração dos nós do tabuleiro, em planta.....	101
Fig. 5.52 – Modelação das molas laterais trilineares no <i>script</i> em TCL.....	102
Fig. 5.53 – Modelação das molas vertical e fictícia trilineares no <i>script</i> em TCL.....	102
Fig. 5.54 – Modelação dos elementos <i>zeroLength</i> no <i>script</i> em TCL (no caso, são os da estaca nº 10) .....	103

Fig. 5.55 – Zonamento sísmico, segundo o AASHTO [7] .....	105
Fig. 5.56 – Detalhe exemplificativo das armaduras transversais do AASHTO [7].....	106
Fig. 5.57 – Solução final de armaduras para as secções de topo dos pilares .....	107
Fig. 5.58 – Solução final de armaduras para as secções basais dos pilares .....	108
Fig. 5.59 – Modelação das leis de comportamento do betão e do aço no script em TCL.....	108
Fig. 5.60 – Exemplo de modelação por fibras da secção dos pilares (no caso, a basal) no script em TCL.....	109
Fig. 5.61 – Preparação das análises gravítica e <i>pushover</i> no script em TCL .....	110
Fig. 5.62 – Curva de Capacidade.....	111
Fig. 5.63 – Relações tensão-deformação (MPa – %) experienciadas nas fibras de betão extremas .	112
Fig. 5.64 – Relações tensão-deformação (MPa – %) experienciadas nas fibras de aço extremas ....	112
Fig. 5.65 – Curva momento – deslocamento de topo na rótula plástica basal de um pilar .....	113
Fig. 5.66 – Curva momento – deslocamento de topo na rótula plástica de topo de um pilar.....	113
Fig. 5.67 – Curva de capacidade longitudinal da estrutura (MDOF) da análise <i>pushover</i> .....	115
Fig. 5.68 – Curva de capacidade longitudinal do SDOF equivalente .....	116
Fig. 5.69 – Bilinearização elasto-perfeitamente plástica idealizada para a curva de comportamento do SDOF [3].....	116
Fig. 5.70 – Bilinearização elasto-perfeitamente plástica idealizada para a curva de comportamento do SDOF.....	116
Fig. 5.71 – Envolventes de momentos flectores das quatro abordagens.....	120
Fig. 5.72 – Envolventes de esforços transversos das quatro abordagens .....	120
Fig. 5.73 – Envolventes de deslocamentos de topo das quatro abordagens .....	120
Fig. 6.1 – Redução das frequências fundamentais “lineares” (a vermelho) e “não-lineares” (a azul).	122
Fig. 6.2 – Redução dos rácios MME/MT “lineares” (a vermelho) e “não-lineares” (a azul).....	122
Fig. 6.3 – Redução das fatores de participação modal “lineares” (a vermelho) e “não-lineares” (a azul) .....	122



## ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 4.1 – Propriedades geométricas e mecânicas dos pilares .....	22
Quadro 4.2 – Propriedades geométricas e mecânicas do tabuleiro .....	22
Quadro 4.3 – Propriedades geométricas e mecânicas das fundações .....	23
Quadro 4.4 – Valor dos coeficientes $P_m$ para as molas na direção ortogonal a cada alinhamento X e Y .....	26
Quadro 4.5 – Valor dos coeficientes $P_m$ para o par de molas da estaca que cruza esses alinhamentos X e Y .....	27
Quadro 4.6 – Sistematização dos parâmetros modais resultantes da análise modal .....	38
Quadro 4.7 – Sistematização da sequência de cálculo computacional .....	40
Quadro 4.8 – Sistematização dos parâmetros modais da nova análise modal .....	43
Quadro 4.9 – Resultados para as frequências naturais segundo as duas análises modais efetuadas .....	44
Quadro 4.10 – Parâmetros para elaboração do espectro elástico regulamentar do SCT .....	47
Quadro 4.11 – Parâmetros para elaboração do espectro elástico regulamentar do NTC DS .....	48
Quadro 4.12 – Critérios para a quantificação do coeficiente de comportamento, segundo o SCT .....	50
Quadro 4.13 – Critérios para a quantificação do coeficiente de comportamento, segundo o NTC DS .....	50
Quadro 5.1 – Sistematização dos parâmetros modais da nova análise modal .....	58
Quadro 5.2 – Resultados para as frequências naturais segundo as duas análises modais efetuadas .....	59
Quadro 5.3 – Deslocamentos de topo e <i>drifts</i> na combinação sísmica longitudinal – análise simplificada .....	61
Quadro 5.4 – Esforços de cálculo máximos da combinação sísmica longitudinal – análise simplificada .....	64
Quadro 5.5 – Deslocamentos de topo e <i>drifts</i> na combinação sísmica transversal – análise simplificada .....	65
Quadro 5.6 – Esforços de cálculo máximos da combinação sísmica transversal – análise simplificada .....	68
Quadro 5.7 – Esforços de cálculo máximos das combinações sísmicas longitudinal e transversal .....	69
Quadro 5.8 – Deslocamentos de topo e <i>drifts</i> elásticos nas combinações sísmicas longitudinal e transversal .....	69
Quadro 5.9 – Deslocamentos de topo e <i>drifts</i> na combinação sísmica longitudinal – análise espectral (regulam.) .....	71
Quadro 5.10 – Esforços de cálculo máximos da combinação sísmica longitudinal – análise espectral (regulam.) .....	74
Quadro 5.11 – Deslocamentos de topo e <i>drifts</i> na combinação sísmica longitudinal – análise espectral ( <i>in-situ</i> ) .....	74

Quadro 5.12 – Esforços de cálculo máximos da combinação sísmica longitudinal – análise espectral ( <i>in-situ</i> ) .....	75
Quadro 5.13 – Deslocamentos de topo e <i>drifts</i> na combinação sísmica longitudinal – análise espectral (regulam.) .....	75
Quadro 5.14 – Esforços de cálculo máximos da combinação sísmica longitudinal – análise espectral (regulam.) .....	78
Quadro 5.15 – Deslocamentos de topo e <i>drifts</i> na combinação sísmica longitudinal – análise espectral ( <i>in-situ</i> ) .....	78
Quadro 5.16 – Esforços de cálculo máximos da combinação sísmica longitudinal – análise espectral ( <i>in-situ</i> ) .....	78
Quadro 5.17 – Esforços de cálculo máximos da combinação sísmica longitudinal – análise espectral (regulam.) .....	79
Quadro 5.18 – Esforços de cálculo máximos da combinação sísmica longitudinal – análise espectral ( <i>in-situ</i> ) .....	79
Quadro 5.19 – Deslocamentos de topo e <i>drifts</i> na combinação sísmica transversal – análise espectral (regulam.) .....	80
Quadro 5.20 – Esforços de cálculo máximos da combinação sísmica transversal – análise espectral (regulam.) .....	83
Quadro 5.21 – Deslocamentos de topo e <i>drifts</i> na combinação sísmica transversal – análise espectral ( <i>in-situ</i> ) .....	83
Quadro 5.22 – Esforços de cálculo máximos da combinação sísmica transversal – análise espectral ( <i>in-situ</i> ) .....	83
Quadro 5.23 – Deslocamentos de topo e <i>drifts</i> na combinação sísmica transversal – análise espectral (regulam.) .....	83
Quadro 5.24 – Esforços de cálculo máximos da combinação sísmica transversal – análise espectral (regulam.) .....	86
Quadro 5.25 – Deslocamentos de topo e <i>drifts</i> na combinação sísmica transversal – análise espectral ( <i>in-situ</i> ) .....	86
Quadro 5.26 – Esforços de cálculo máximos da combinação sísmica transversal – análise espectral ( <i>in-situ</i> ) .....	86
Quadro 5.27 – Esforços de cálculo máximos da combinação sísmica transversal – análise espectral (regulam.) .....	87
Quadro 5.28 – Esforços de cálculo máximos da combinação sísmica transversal – análise espectral ( <i>in-situ</i> ) .....	87
Quadro 5.29 – Envolvente de esforços de cálculo das combinações sísmicas para a secção de topo ... ..	103
Quadro 5.30 – Envolvente de esforços de cálculo das combinações sísmicas para a secção basal	104
Quadro 5.31 – Envolvente de esforços das combinações sísmicas de serviço para as abordagens adotadas .....	119



## SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS

$\Gamma$  – Fator de participação modal

$\mu$  – Momento fletor reduzido

$\varepsilon$  – Extensão

$v$  – Esforço axial reduzido

$\rho$  – Taxa de armadura

$\sigma$  – Tensão (kPa)

$E$  – Módulo de elasticidade (GPa)

$f$  – Frequência (Hz)

$f_{ck}$  – Valor característico da resistência do betão à compressão (MPa)

$f_{yk}$  – Valor característico da tensão de cedência do aço (MPa)

$f_{uk}$  – Valor característico da tensão última do aço (MPa)

$G$  – Módulo de distorção [GPa]

$I_x$  – Momento de inércia em torno do eixo X (m<sup>4</sup>)

$I_y$  – Momento de inércia em torno do eixo Y (m<sup>4</sup>)

$L_p$  – Comprimento da rótula plástica (m)

$M_x$  – Momento fletor em torno do eixo X (kNm)

$M_y$  – Momento fletor em torno do eixo Y (kNm)

$N$  – Esforço axial (kN)

$Q$  – Coeficiente de comportamento

$T$  – Período (s)

$V_x$  – Esforço transversal em X (kN)

$V_y$  – Esforço transversal em Y (kN)

AASHTO - American Association of State Highway and Transportation Officials

ACI - American Concrete Institute

NTC DS - Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo

PP - Peso Próprio

RCDF - Reglamento de Construcciones del Distrito Federal

RCP - Restantes Cargas Permanentes

SDOF - Single Degree Of Freedom

SCT - Secretaría de Comunicaciones y Transportes



# 1

## INTRODUÇÃO

### 1.1. ENQUADRAMENTO

A ação sísmica, por ser um dos fenómenos mais destrutivos da Natureza, é geralmente perentória no dimensionamento de estruturas de Engenharia Civil, especialmente quando localizadas em regiões sísmicamente ativas e fundadas em solos fracos. Nestes locais de elevado risco sísmico, em que a vida humana está em causa, assim como a integridade edificatória em geral, a Engenharia Sísmica assume um papel essencial na salvaguarda da Vida e da Economia local, por ser capaz de descomplexar a imprevisibilidade associada a esta ação. De facto, dada a aleatoriedade associada à origem geológica, torna-se impossível prever e avaliar a magnitude de um sismo antes da sua ocorrência, em tempo útil, pelo que é necessário consentir a inevitabilidade: a atividade sísmica pode ocorrer em qualquer momento e em qualquer lugar, sendo, por conseguinte, fulcral preparar as novas estruturas e reforçar as existentes para serem capazes de acomodar esse evento, não pondo em risco a vida humana – *Earthquakes don't kill people, buildings do.*

A descomplicação de uma ação tão aleatória e inconsistente como a sísmica incorre sempre em erros de modelação numérica para o cálculo estrutural que se pretenda fazer. Ainda assim, a observação dos resultados e consequências ao nível das estruturas que foram sujeitas a um determinado sismo, aliada às bases teóricas do comportamento dinâmico de estruturas aceleradas na base, permitiu compreender melhor e refinar a modelação desta solicitação, extrapolando ilações para a generalidade das estruturas. Para o efeito, regulamentos especificamente criados para estudar esta ação oferecem uma panóplia de análises possíveis de serem feitas às estruturas que simulam o seu previsível comportamento dinâmico quando o solo onde estão fundadas é subitamente acelerado com intensidade e sentido variáveis, desde as mais simplistas – estáticas lineares – às que melhor interpretam a realidade – dinâmicas não-lineares.

Dos terramotos mais devastadores que já assolaram o planeta ao longo da História, destacam-se, por ordem cronológica, o de Lisboa em 1755 (magnitude de 8.7), o de 1952 em Kamchatka, na ex-União Soviética (9.0 de magnitude), o de 1960 em Valdivia, Chile (9.5 de magnitude) e o de Alasca, E.U.A., em 1964 (magnitude de 9.2). Mais recentemente, são de importante menção o sismo de 2004 em Sumatra, na Indonésia (9.1 de magnitude) e o de Honshu, no Japão (magnitude de 9.0). Estes 6 terramotos totalizaram mais de 300 mil vítimas mortais, sendo que o mais devastador, deste ponto de vista, foi o de 2004 na Indonésia que vitimou mais de 200 mil pessoas devido ao maremoto que se seguiu ao abalo sísmico. Nestes países menos desenvolvidos, logo menos preparados para resistir a eventos desta natureza, os danos materiais são especialmente avultados, dando-se a rotura global da maioria da edificação existente e uma incontável perda de vidas humanas.

Na zona em estudo no âmbito desta tese, a Cidade do México, destaca-se o sismo de 1985 [1] que teve como epicentro a costa mexicana do Pacífico, a 350 km, e que atingiu uma magnitude de 8.0 na escala de Richter modificada, tendo perdido a vida cerca de 5 mil pessoas e colapsado mais de 4 centenas de edifícios. Este terremoto foi altamente devastador na cidade do México mas sem repercussões tão graves na envolvente regional, dado o carácter amplificador do solo que funda esta cidade – argilas moles. Estes eventos catastróficos, causadores de uma crescente preocupação a nível mundial nos aspetos social e económico, despoletaram importantes desenvolvimentos científicos e foram o mote, mais recentemente, para uma modernização das estruturas resistentes à ação sísmica, assuntos ainda alvo de intensa investigação e otimização.

Quanto à Engenharia de Pontes, o papel fundamental destas vias de comunicação no desenvolvimento das sociedades revelou-se no melhoramento da mobilidade e da comunicação entre povos e nos domínios estratégicos político-militares em períodos históricos mais conturbados. Como tal, associada à importância destas obras-de-arte, está a necessidade de preservá-las e capacitá-las de resistência sísmica e ductilidade suficiente para serem capazes de absorver a energia que lhes é transmitida pelo solo sem colapsarem, permitindo, ainda assim, o aparecimento de danos estruturais, facilmente reparáveis após os abalos sísmicos. As exigências de resistência e ductilidade devem ser estimadas pelas análises sísmicas apropriadas e a resposta e o comportamento dinâmicos devem ser estudados por forma a controlar o mecanismo histerético de plastificação, necessário para um dimensionamento realista das estruturas, dado que não é exequível projetá-las para aguentarem à totalidade da ação sísmica em regime elástico, especialmente quando localizadas em zonas de sismicidade elevada, como é o caso da região em estudo nesta dissertação, a Cidade do México.

Para o estudo do comportamento sísmico estrutural, predominantemente não-linear, estão previstas análises lineares e não-lineares, em que as primeiras, mais apelativas e simples de aplicar, reduzem a ação sísmica pelo coeficiente de comportamento para atender à não-linearidade material, seguindo um procedimento de cálculo em regime linear elástico; quanto às análises não-lineares, a estrutura é solicitada pela totalidade da ação sísmica e o cálculo é realizado gradualmente, de forma iterativa, fazendo variar as propriedades geométricas e mecânicas dos elementos estruturais à medida que estes exploram regimes pós-elásticos com o incrementar da deformação. Perante estas duas abordagens de consideração do comportamento não-linear material, surgem, para cada, duas vias de análise: a estática e a dinâmica, em que a primeira recorre à aplicação de forças instantâneas que representam a solicitação máxima a que a estrutura poderá estar sujeita, para as quais é registada a deformação máxima atingida, procedendo-se ao dimensionamento para esses estados de tensões e deformações extremos; quanto às abordagens dinâmicas, a ação sísmica é representada por uma solicitação variável em intensidade e sentido de aplicação, definida por acelerogramas representativos da sismicidade regional, em que a resposta temporal da estrutura e a evolução do esforços deferida no tempo são registadas e analisadas posteriormente.

Esta dissertação surge de uma vontade do gabinete de estruturas GEG em ter acesso a análises mais avançadas e profundas, aplicadas ao caso de estudo que têm em mãos ainda na fase de projeto – viadutos a serem construídos na Cidade do México, que permitam melhor conhecer o comportamento sísmico destas estruturas, vital para o seu correto dimensionamento.

## **1.2. OBJETIVOS**

Nesta dissertação, pretende-se avaliar a maior ou menor adequação das várias abordagens de cálculo supracitadas, comparando-as quantitativa e qualitativamente quanto às considerações-base onde se sustentam e às limitações associadas e quanto ao método de simulação da ação sísmica que adotam.

O caso de estudo é o conjunto de obras-de-arte *Siervo de la Nación* – viadutos que estão a ser projetados e dimensionados pelo gabinete de estruturas GEG para implantação na Cidade do México, pelo que as distintas análises sísmicas incidirão sobre estas estruturas, com base na solução adotada para a infraestrutura e superestrutura gentilmente fornecida pelo gabinete supracitado.

Levando a cabo diferentes abordagens para o cálculo sísmico de dificuldade crescente: análise estática linear simplificada, análise estática linear espectral (também conhecida como análise dinâmica linear) e análise estática não-linear *pushover*, os resultados serão comparados, assim como a adequabilidade de aplicação de cada uma, face às características físico-mecânico-estruturais da estrutura e fundação.

A influência da consideração da não-linearidade ao nível da interação solo-estrutura é um dos temas debatidos no âmbito desta tese, a qual, perante o contexto geológico-geotécnico que caracteriza as fundações da Cidade do México, assume uma importância que não pode ser de todo negligenciada.

Inclui-se nos objetivos desta dissertação, a divulgação da análise *pushover*, ainda pouco enraizada nas práticas habituais de dimensionamento e análise de estruturas em ambiente de projeto, por ser uma abordagem extremamente completa, capaz de reproduzir a resposta da estrutura de uma forma bem mais realista do que nas análises lineares, por atender ao verdadeiro comportamento não-linear material e à distribuição da plasticidade pela estrutura, mas, ainda assim, célere e adequada a projeto.

### 1.3. ESTRUTURA DA TESE

A dissertação subdivide-se em 6 capítulos, sendo o primeiro destinado a uma apresentação introdutória da Engenharia Sísmica e da Engenharia de Pontes e à definição dos principais objetivos a cumprir no desenrolar da presente tese.

No capítulo 2, são apresentadas noções gerais de consideração da ação sísmica, em particular com base nas visões regulamentares portuguesa, mexicana e norte-americana, em termos das metodologias de análise sísmica preconizadas nos mesmos.

No 3º capítulo, é feita uma descrição do caso de estudo, em termos da solução estrutural adotada para a superestrutura e infraestrutura das obras-de-arte e da contextualização geográfica, sísmica e geológico-geotécnica da Cidade do México. Com base nesta informação, no capítulo 4, será modelada a estrutura em *software* e realizada uma análise modal para duas situações distintas: consideração ou não da influência da não-linearidade da interação solo-estrutura para o cálculo de frequências naturais.

No capítulo 5, são levadas a cabo três diferentes abordagens para o cálculo sísmico (análise estática linear, dinâmica linear e estática não-linear) e serão tecidos comentários quanto à maior ou menor aproximação à realidade e adequação da implementação de cada uma num contexto sísmico. Adicionalmente, será discutida a pertinência e a aplicabilidade de uma análise dinâmica não-linear face às restantes. Por fim, são sintetizados os resultados obtidos nas diferentes abordagens para o cálculo sísmico e são tecidos alguns comentários quanto aos mesmos.

Por fim, no capítulo 6, são condensadas as conclusões que forem sendo tiradas no desenvolvimento da tese, em particular quanto à maior ou menor adequação de cada tipo de análise ao caso em estudo e a estruturas em geral, quando é considerada ou não a influência da não-linearidade da rigidez do solo. Por fim, são tecidas sugestões para desenvolvimentos futuros nesta área científica.



# 2

## ENGENHARIA SÍSMICA – NOÇÕES GERAIS, METODOLOGIAS E REGULAMENTAÇÃO APLICADA

### 2.1. CONCEITO DE SISMO NA ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

O sismo é um fenómeno, de origem natural ou humana, causado por uma abrupta libertação de energia no subsolo que se repercute em ondas sísmicas propagadas pelo solo até atingirem, à superfície, as estruturas localizadas no epicentro e na envolvente regional. Os sismos naturais devem-se geralmente a movimentos conflituantes entre placas tectónicas e à atividade vulcânica [2], daí que o mapeamento regulamentar do risco sísmico preveja acelerações do solo mais elevadas e prováveis em zonas próximas de falhas tectónicas e de vulcões ativos. Quanto à origem humana, as vibrações podem ser induzidas pela detonação de explosivos e pelas prospeções de recursos naturais, entre outros.

Quando as ondas sísmicas atingem uma estrutura, o solo de fundação é animado de acelerações com intensidades e sentidos variáveis ao longo do tempo, que podem ser registados em acelerogramas. O movimento acelerado do solo transmite-se à estrutura, acelerando-a, em função das características de rigidez e massa que a caracterizam. A esta transmissão solo-estrutura de acelerações estão associadas forças de inércia que solicitam a estrutura e que são responsáveis pela sua resposta dinâmica. De facto, a primeira lei de Newton exprime que *um corpo em repouso tende a permanecer em repouso*, pelo que é a rigidez que liga a estrutura ao solo que a força a acompanhar o movimento deste último. A maior ou menor rigidez, isto é, a maior ou menor frequência natural de vibração da estrutura, influencia a quantificação das acelerações sofridas pela estrutura em relação ao solo, razão suficiente para que nos espectros de acelerações sísmicas estas dependam do período estrutural.

A quantificação destas forças de inércia e a metodologia de aplicação das mesmas representam as dissemelhanças entre as várias abordagens para o cálculo sísmico: estática linear (simplificada), dinâmica linear (espectral), estática não-linear (*pushover*) e dinâmica não-linear (*time history*).

### 2.2. ABORDAGENS PARA O CÁLCULO SÍSMICO

#### 2.2.1. ANÁLISES LINEARES

Estas abordagens seguem um procedimento linear material para o cálculo sísmico, isto é, admitem um regime linear para o comportamento dos elementos da estrutura, solicitando-a pela ação sísmica reduzida por um coeficiente de comportamento. Este coeficiente redutor da ação serve para atender ao verdadeiro comportamento material que a estrutura vai experienciar – não-linear, possibilitando a execução de análises simples e rápidas, baseadas em acelerações sísmicas inelásticas.

Uma análise estática linear quantifica a ação sísmica total em forças de inércia, dadas pelo produto da massa vibrante pela aceleração sísmica máxima, sendo esta obtida a partir de um espectro de acelerações inelásticas para o período de vibração de um sistema equivalente de um grau de liberdade com as mesmas propriedades de rigidez e massa, condensadas, da estrutura em análise.

Quanto às análises dinâmicas lineares, as espectrais, a estrutura não é simplificada equivalente a um único sistema de um grau de liberdade, mas sim a vários SDOFs que representam os vários modos de vibração da estrutura. Este procedimento é mais correto do que o anterior, o estático simplificado, pois uma estrutura, mesmo sendo regular e tendo uma simétrica distribuição da massa e da rigidez, apresenta vários modos de vibração que podem ter maior ou menor influência para o comportamento dinâmico global da estrutura. Como tal, a resposta sísmica deve atender a todos os modos que a influenciam, sobrepondo-os segundo uma ponderação quanto à importância relativa corporizada, quantificada pela massa modal que efetivamente mobilizam. Esta junção das respostas dos vários sistemas de um grau de liberdade recorre ao método da sobreposição modal para a obtenção dos estados de tensão e deformação experienciados pela estrutura.

### 2.2.2. ANÁLISES NÃO-LINEARES

Estas abordagens entram em linha de conta com o comportamento não-linear material associado aos materiais que constituem os elementos estruturais, sendo a estrutura submetida à ação sísmica na sua plenitude, isto é, às acelerações sísmicas do espectro elástico. Estas análises são mais realistas em relação às lineares por não adotarem para toda a estrutura um coeficiente de comportamento, quantificado sem grande critério físico e matemático; o aparecimento da plasticidade na estrutura é verdadeiramente quantificado durante o carregamento crescente a que a estrutura é sujeita. Deste modo, a gradual diminuição de rigidez global e aumento dos danos estruturais são atualizados, de iteração para iteração, na matriz de rigidez.

Existem dois tipos de análises não-lineares: estática e dinâmica. Na primeira, também designada por *pushover*, a estrutura, cujos elementos estruturais têm modelado o seu comportamento não-linear, é submetida estaticamente à solicitação sísmica de forma crescente monotónica até se atingir o colapso estrutural ou um deslocamento-alvo, registando-se os esforços, deslocamentos, tensões e deformações com o incrementar do carregamento exterior. Desta análise resulta a curva de capacidade que representa a variação da relação entre o corte basal da estrutura e o deslocamento do nó de controlo (geralmente segundo o grau de liberdade de topo da estrutura). O registo das tensões e deformações a que as fibras de uma certa secção de um elemento estrutural são sujeitas no decorrer da análise permite perceber onde se dá a plastificação, isto é, quais são os troços de elementos dissipadores da energia sísmica e qual o verdadeiro mecanismo de colapso que se desenvolve.

Quanto às análises dinâmicas não-lineares, *time history*, esta abordagem solicita a estrutura (previamente modelada com a não-linearidade material) com base em acelerogramas, frequentemente registados em sismos históricos, simulando um evento sísmico real. Naturalmente, estas análises são as que melhor reproduzem o comportamento dinâmico das estruturas e fornecem resultados realistas para os esforços internos. Além do mais, esta abordagem tem em conta fontes de dissipação da energia que não podem ser considerados nas análises estáticas, lineares ou não-lineares, e contabiliza corretamente a verdadeira perda de rigidez global diferida no tempo. As exigências computacionais e de tempo dedicado a correr estas análises são deveras elevadas, razão pela qual se tem investido em melhorar e otimizar as análises mais simples, por se adequarem a um ambiente de projeto, que subsituam a necessidade de recorrer a *time histories*.



## 2.3. REGULAMENTAÇÃO PARA A ENGENHARIA SÍSMICA

Dada a importância da ação sísmica para o dimensionamento de estruturas, principalmente quando localizadas em zonas sísmicamente ativas, vários regulamentos, especificamente criados para esta ação, foram surgindo internacionalmente. Estes estabelecem regras e princípios de dimensionamento e prescrevem metodologias para o cálculo sísmico, devidamente regulamentadas e especificamente aprovadas pela comunidade científica.

### 2.3.1. PORTUGUESA – EC8

O Eurocódigo 8 [3] aconselha, no âmbito da Engenharia Sísmica, a projetar estruturas simples, em que o caminho de forças é evidente, simétricas, regulares em planta e altura, resistentes a ações horizontais e à torção e adequadamente fundadas. Este Eurocódigo introduz a filosofia de dimensionamento por capacidade resistente (*Capacity Design*) de estruturas em zonas sísmicamente ativas, em que esta deve ser capaz de dissipar a energia sísmica por plastificação, sendo suficientemente dúctil para o efeito.

O EC8 estabelece dois requisitos essenciais para o desempenho sísmico de estruturas: o de *não ocorrência de colapso* e o de *limitação de danos*. Para que o primeiro seja cumprido, a integridade estrutural deve ser garantida, assim como a sua capacidade resistente residual, mas sendo permitida a ocorrência de dano considerável ao nível local, perante a solicitação sísmica regulamentar prescrita neste Eurocódigo. Especificamente para as pontes e viadutos, segundo o Eurocódigo 8 – Parte 2 [4], a formação de rótulas plásticas nos pilares é permitida e, em zonas sísmicamente ativas, é aconselhada para um dimensionamento economicamente realista. Quanto ao segundo requisito, a limitação de danos, este estabelece que a estrutura deve ser projetada para uma ação sísmica de probabilidade de ocorrência superior à da inelástica (de cálculo), mas assegurando a inexistência de danos e de limitações à utilização da estrutura, de modo a que o custo das reparações pós-sismo não seja demasiado avultado. Para pontes e viadutos (EC8 – Parte 2), este requisito não se aplica aos pilares.

Os Estados Limite Último e de Limitação de Danos devem ser obrigatoriamente cumpridos, sendo que, para o primeiro, tem de ser cumprido o requisito de não ocorrência de colapso supramencionado para um período do retorno de 475 anos, isto é, para uma probabilidade de 10% de a ação sísmica de referência ser excedida num período de 50 anos. Quanto ao Estado Limite de Utilização, é o segundo critério, o de limitação de danos, que tem de ser cumprido para uma probabilidade de 10% de a ação sísmica de referência ser excedida em 10 anos, isto é, para um período de retorno de 95 anos.

Este regulamento estabelece valores mínimos para quantidades de armaduras, longitudinal e transversal, nas zonas onde se formarão rótulas plásticas, dada a especial necessidade de ductilidade nestas secções. Para o espaçamento longitudinal entre estribos (armadura transversal), também existem valores máximos que garantem um bom confinamento do betão e uma elevada resistência ao corte, dada a pertinência de evitar este tipo de rotura nos elementos.

Este regulamento permite a elaboração de espectros de acelerações sísmicas elásticos em função da localização da estrutura e do solo de fundação, em termos de maior ou menor gravidade probabilística da ação sísmica experienciada numa determinada tipologia de solo. Para a obtenção do espectro de cálculo de acelerações sísmicas, essencial para as análises elásticas, o EC8 estabelece critérios para a quantificação do coeficiente de comportamento ( $Q$ ) a ser aplicado ao espectro sísmico elástico, em função da configuração estrutural e da ductilidade expectável.

### 2.3.2. MEXICANA – SCT E NTC

A *Secretaria de Comunicações e Transportes* (SCT) do *Instituto Mexicano dos Transportes* desenvolveu uma norma, denominada *N-PRY-CAR-6-01-005* [5], para o dimensionamento sísmico de novas pontes e estruturas similares rodoviárias, que permite a elaboração de espectros sísmicos elásticos em função da sua localização no território mexicano e do tipo de solo de fundação. Quanto ao coeficiente de comportamento, esta norma exige determinadas características estruturais, em termos da configuração da estrutura e da ductilidade associada, para a adoção de diferentes valores para o coeficiente de comportamento, a partir do qual é possível obter o espectro de cálculo.

O *Governo do Distrito Federal do México* permitiu o desenvolvimento de um *Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal* (RCDF), de onde fazem parte as *Normas Técnicas Complementares para el Dimensionamiento Sísmico* [6]. A norma NTC DS possibilita a elaboração de espectros de acelerações elásticas, cuja configuração matemática é idêntica à do SCT, mas diferindo nos valores para os parâmetros de que depende. Nesta norma, a quantificação do coeficiente de comportamento depende de certas características estruturais, em termos da configuração da estrutura, do material de que é composta e da ductilidade associada, exigidas para a adoção de determinados valores para  $Q$ , sendo possível construir o espectro de cálculo após a quantificação deste coeficiente.

Ambos os regulamentos, de forma similar, apresentam expressões para o cálculo de taxas de armadura, longitudinal e transversal, mínimas, assim como para a determinação do máximo espaçamento entre estribos a adotar em projeto nos elementos dissipadores de energia, como o são as rótulas plásticas que se formam nas extremidades dos pilares.

### 2.3.3. NORTE-AMERICANA – AASHTO E ACI

A *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO) desenvolveu um manual, *LRFD Bridge Design Specifications* [7], que serve de base a todos os projetos de dimensionamento estrutural de pontes nos Estados Unidos da América. Esta mesma associação publicou um guia especificamente para o dimensionamento sísmico de pontes estado-unidenses, *Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design* [8], que estabelece critérios e metodologias para a consideração da ação sísmica e para o dimensionamento e pormenorização das estruturas. Este regulamento permite a elaboração de espectros elásticos e de cálculo, cujas parametrizações dependem da localização sísmica e geológica da estrutura (acelerações de pico em função do período estrutural), assim como da sua configuração estrutural e ductilidade (coeficiente de comportamento a adotar).

Por seu lado, o *American Concrete Institute* (ACI) desenvolveu o regulamento *ACI 318M-08 Building Code Requirements for Structural Concrete* [9], do qual se destacam os requisitos para o dimensionamento sísmico. Este regulamento patenteia requisitos quanto à resistência sísmica que uma estrutura de betão deve cumprir em função da sua categoria SDC – *Seismic Design Category*, que, ao contrário da generalidade da regulamentação sísmica internacional, não está diretamente relacionada com o perigo sísmico da zona onde a estrutura será construída. São também estabelecidos valores mínimos para taxas de armadura de esforço transversal e longitudinal, em função do tipo de estrutura: configuração estrutural e forma de dissipação da energia sísmica.

## 3

## CONTEXTUALIZAÇÃO E DESCRIÇÃO DO CASO DE ESTUDO

### 3.1. LOCALIZAÇÃO GEOGRÁFICA

O conjunto de obras-de-arte, intitulado *Siervo de la Nación* [10], é composto por uma sequência de viadutos em betão armado e projeta-se numa extensão total de 13,5 km, atravessando a Cidade do México na direção Nordeste-Sudoeste (a roxo na Fig. 3.1), acompanhando paralelamente o *Gran Canal* e contemplando 6 entroncamentos (Fig. 3.2). A extensão total das obras-de-arte subdivide-se em 4 tramos principais, sendo que aquele que vai ser analisado, o *tramo piloto* (a vermelho na Fig. 3.1), compreende os 2700 metros de rodovia entre os entroncamentos *Circunvalación* e *Alfredo del Mazo* (respetivamente, 4 e 5 da Fig. 3.2) e tem a particularidade de ser uniforme em planta e alçado e de se dispor de informação geológico-geotécnica suficiente para o seu correto dimensionamento.

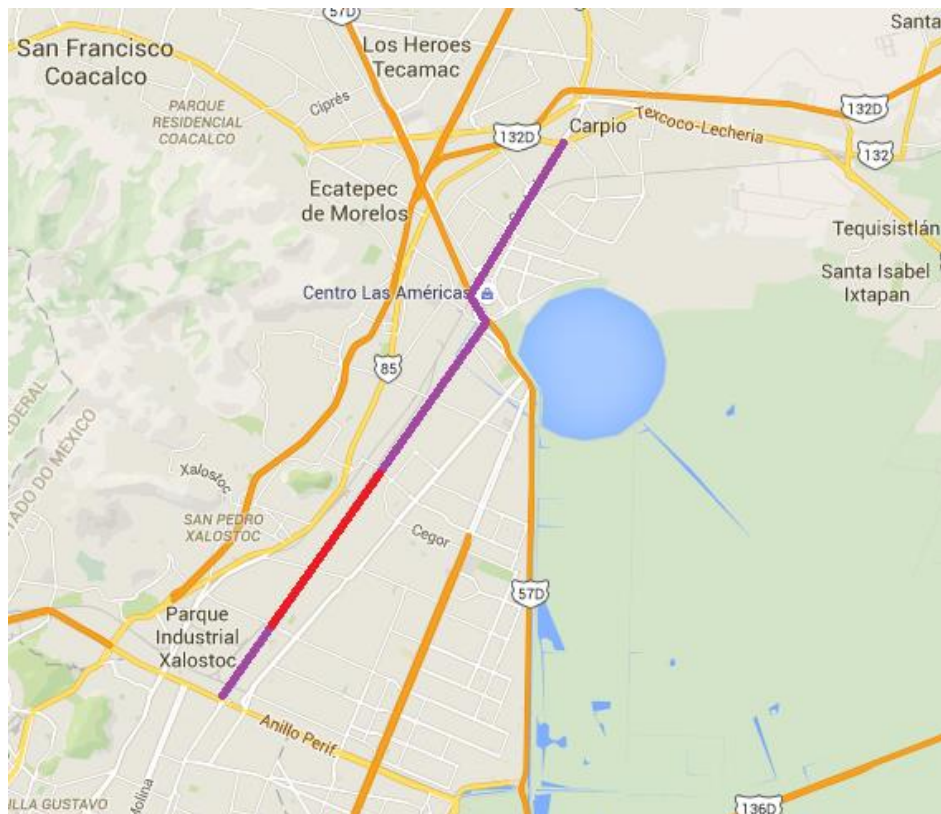


Fig. 3.1 – Localização geográfica da extensão total e, em particular, do tramo piloto do *Siervo de la Nación*

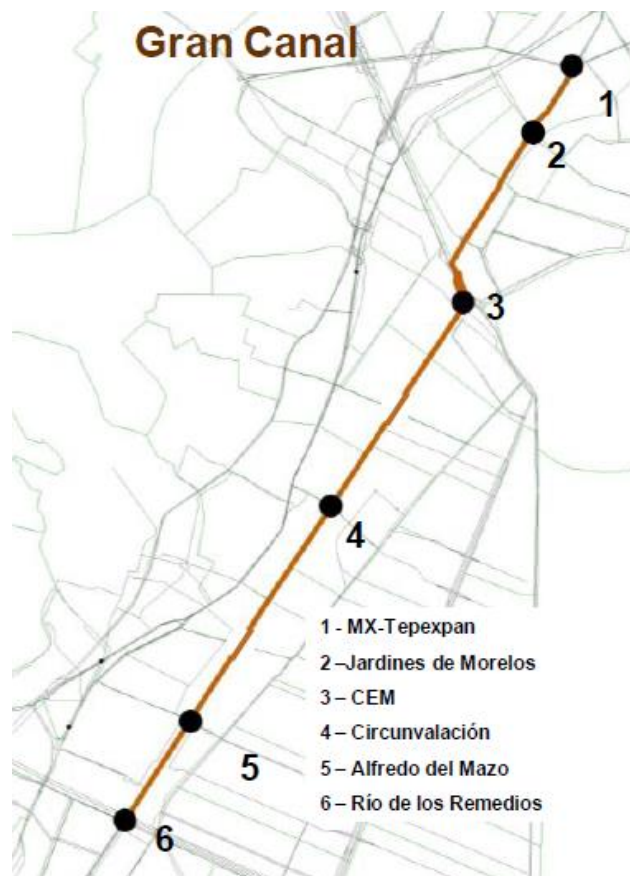


Fig. 3.2 – Localização dos entroncamentos [10]

### 3.2. ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO E GEOTÉCNICO

O terreno de fundação é uma das grandes condicionantes da obra dado que é composto por argilas de baixa consistência suscetíveis de sofrer grandes assentamentos por consolidação, pelo que são também de prever importantes assentamentos diferenciais diferidos no tempo.

O facto de o solo de fundação ser argiloso mole faz também com que as acelerações sísmicas sejam fortemente amplificadas dado o efeito de ressonância que se gera entre a onda sísmica e o próprio solo. A título de exemplo, no histórico sismo de 1985 de magnitude 8.0 que atingiu a Cidade do México, foi registado um fator de amplificação da aceleração sísmica no solo de fundação em relação à no *bedrock* de 5 [11], isto é, os efeitos sísmicos foram quintuplicados nessa zona, o que fez com que a cidade sofresse danos incomparavelmente mais devastadores do que a região envolvente.

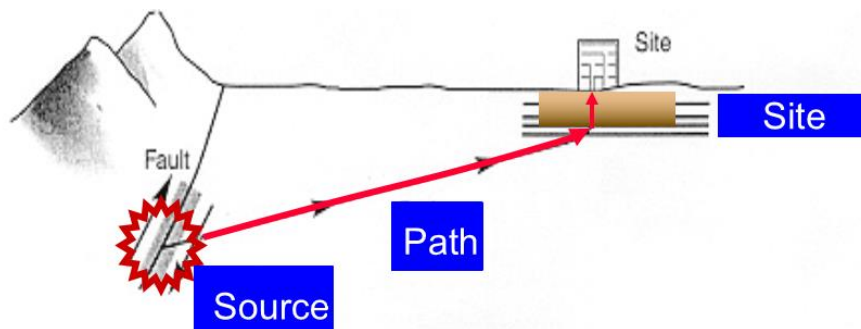
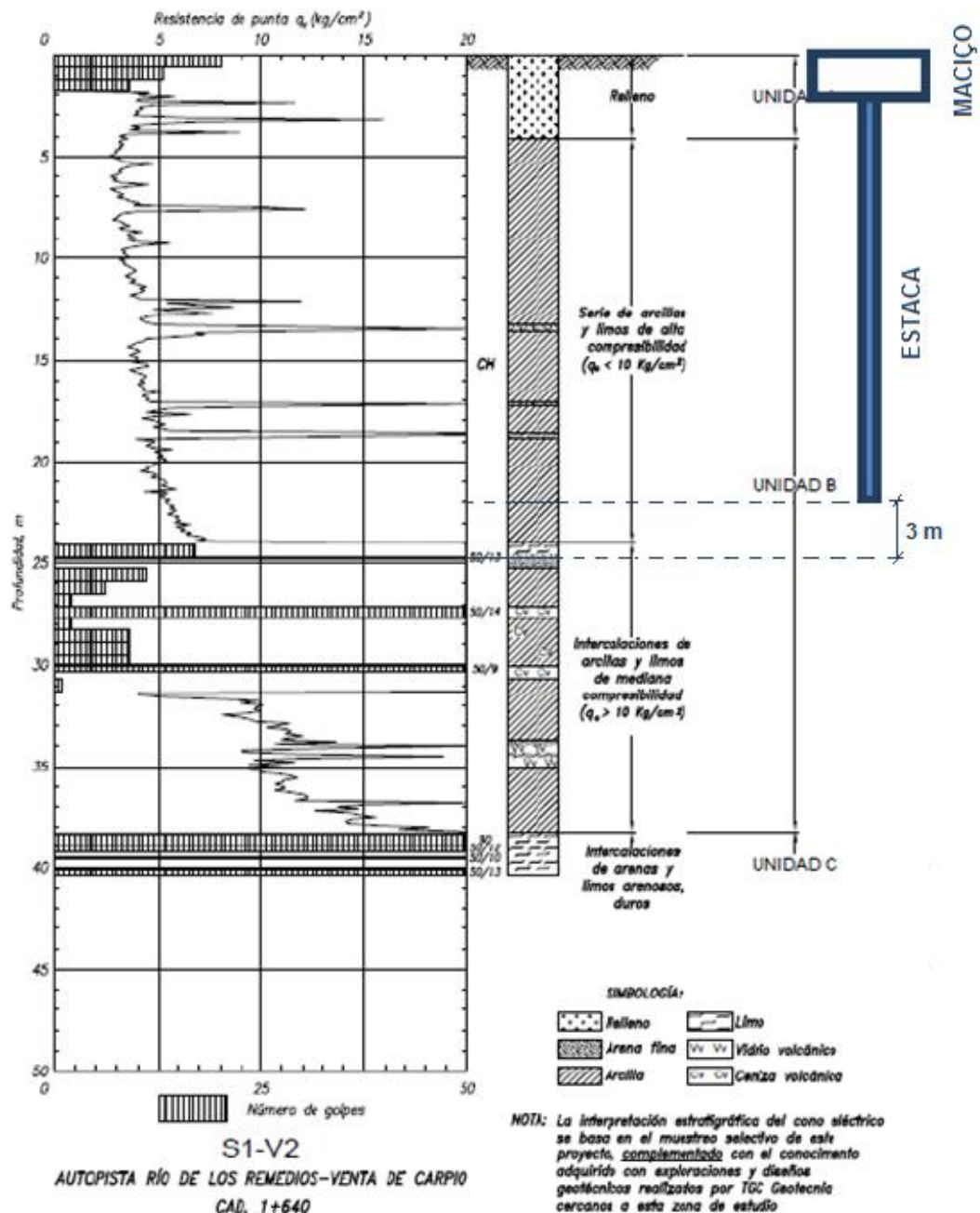


Fig. 3.3 – Esquematização da origem e propagação das acelerações sísmicas [11]

De facto, a atual Cidade do México foi em tempos uma ilha no lago de Texcoco [12], tendo entretanto secado<sup>1</sup>, pelo que toda a envolvente geológica da região e a própria fundação da cidade é essencialmente composta por solos argilosos moles com elevado teor em água, condição propícia para a significativa amplificação das acelerações das ondas de propagação supramencionada (Fig. 3.3).

A partir dos ensaios de prospeção realizados recentemente no local (Fig. 3.4), foi possível conhecer a estratificação geológica atual. Esta compreende uma camada superficial de aterro de 3 metros e, subjacente, uma espessa camada argilosa de fraca resistência até à profundidade de 25 metros. Segue-se uma camada de 5 metros constituída por uma mescla de solos granulares e argilosos, uma *capa dura*, e, logo abaixo, uma camada argilosa mais consistente de 10 metros de espessura. Por fim, surge o *bedrock* (firme) a uma profundidade de 40 metros.



1 – Este lago foi propositadamente drenado pelo Homem, a fim de serem evitadas as constantes inundações.



### 3.3. SISMICIDADE DA ZONA

Dada a proximidade de várias convergências entre placas tectônicas [1], representadas na Fig. 3.5, a Cidade do México localiza-se numa zona de elevado risco sísmico, tendo associadas acelerações de pico do solo, ainda assim, moderadas, entre os 0.8 e os 1.6 m/s<sup>2</sup> (Fig. 3.6). Não obstante, devido ao efeito amplificador do solo argiloso, a ação sísmica afigura-se deveras gravosa para a zona em estudo.

Por conseguinte, a Engenharia Sísmica assume um papel muito importante, geralmente condicionante, no dimensionamento de estruturas projetadas para a Cidade do México, em que a interação solo-estrutura deve também ser tida em conta no maior detalhe possível, dada a especificidade da tipologia de solo de fundação que caracteriza esta região.

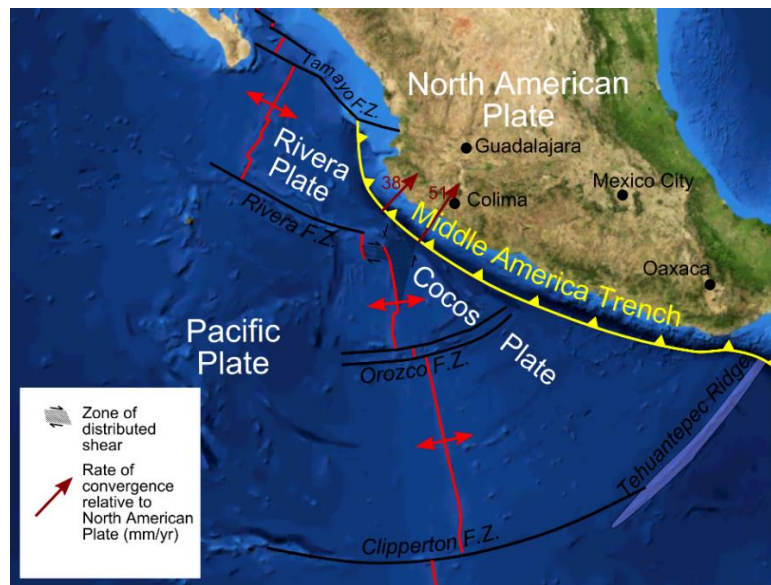


Fig. 3.5 – Mapeamento das placas tectônicas na região mexicana [1]

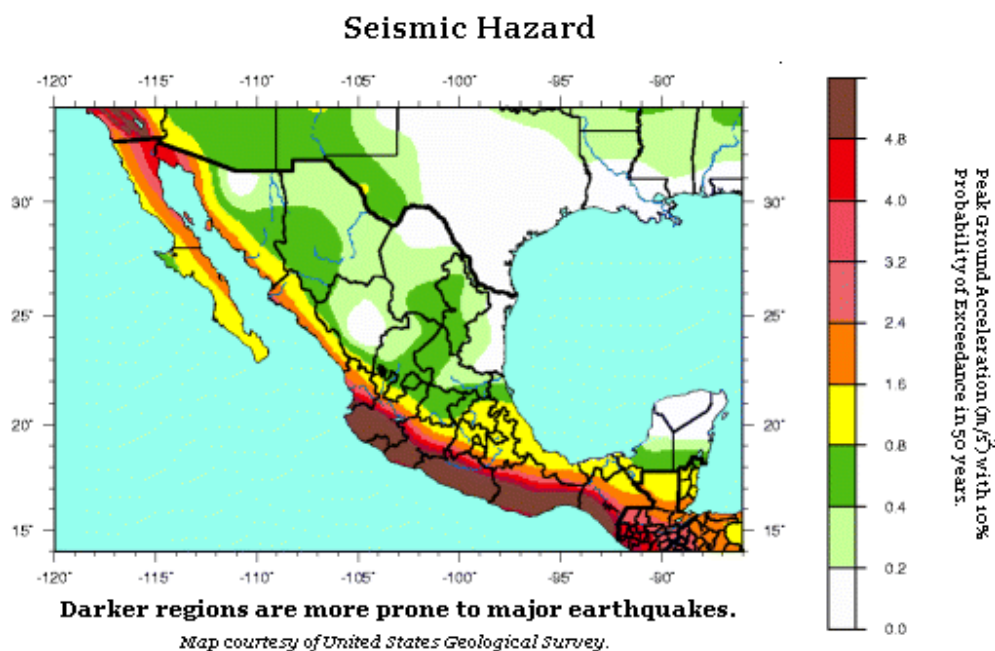


Fig. 3.6 – Mapeamento da intensidade de risco sísmico do México, por USGS [13]

### 3.4. SOLUÇÃO ESTRUTURAL

O conjunto de obras-de-arte em estudo assemelhar-se-á aos exemplos de viadutos apresentados na Figura 3.7, em que o tabuleiro é vigado (longarinas) e monoliticamente ligado aos sucessivos pares de pilares por intermédio de espessas vigas transversais (carlingas); no caso, as fundações são indiretas, por estacamento, dado o contexto geotécnico já anteriormente comentado.

Na esmagadora maioria dos viadutos que compõe o *Siervo de la Nación*, o vão é de 30 metros e a altura estrutural de cada par de pilares assume 9 metros, ainda que a gama de vãos compreenda valores desde os 30 aos 37 metros e a gama de alturas dos 8 aos 10 metros, em função das condicionantes topográficas e geotécnicas locais, tendo sido adotada uma solução estrutural diferente para o tabuleiro em função do vão a vencer: para os menores vãos, este é constituída por 7 vigas pré-fabricadas de betão armado, solidarizadas por uma laje de betão, e, para vãos maiores, o tabuleiro é composto por 7 vigas metálicas, igualmente solidarizadas por essa laje; quanto às fundações, estas serão materializadas por maciços de estacas, aligeirados e em formato de H, onde descarrega cada par de pilares.



Fig. 3.7 – Viadutos estruturalmente semelhantes aos que materializarão o *Siervo de la Nación*

Na análise sísmica do tramo piloto a ser conduzida nos próximos capítulos, para o vão e a altura estrutural assumir-se-ão valores de 30 e 9 metros, respetivamente, pelo que o tabuleiro será formado por vigas pré-fabricadas de betão armado solidarizadas superiormente por uma laje. Estes valores, que parametrizam a geometria do tramo piloto, foram os adotados em projeto pela GEG, pelo que é sobre esta informação que as análises sísmicas incidirão na presente tese. O mesmo raciocínio se estabelece para todas as soluções estruturais, da fundação ao tabuleiro, que serão de seguida apresentadas.

#### 3.4.1. FUNDAÇÕES

Tal como supracitado, a solução de fundações adotada em projeto foi indireta, materializada por maciços aligeirados em formato H de betão armado, onde descarregam os dois pilares. Cada maciço tem associadas 44 estacas em betão armado de 20 metros de comprimento e de secção quadrada, distribuídas por 4 alinhamentos longitudinais de 11 estacas, tal como está bem patente nas imagens 3.8, 3.9 e 3.10 que se seguem.

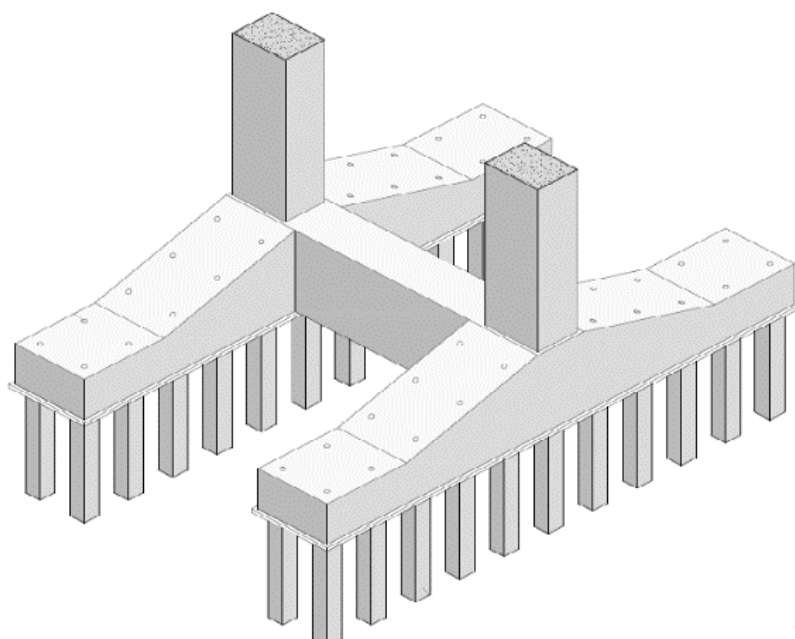


Fig. 3.8 – Solução de fundações indiretas [10]

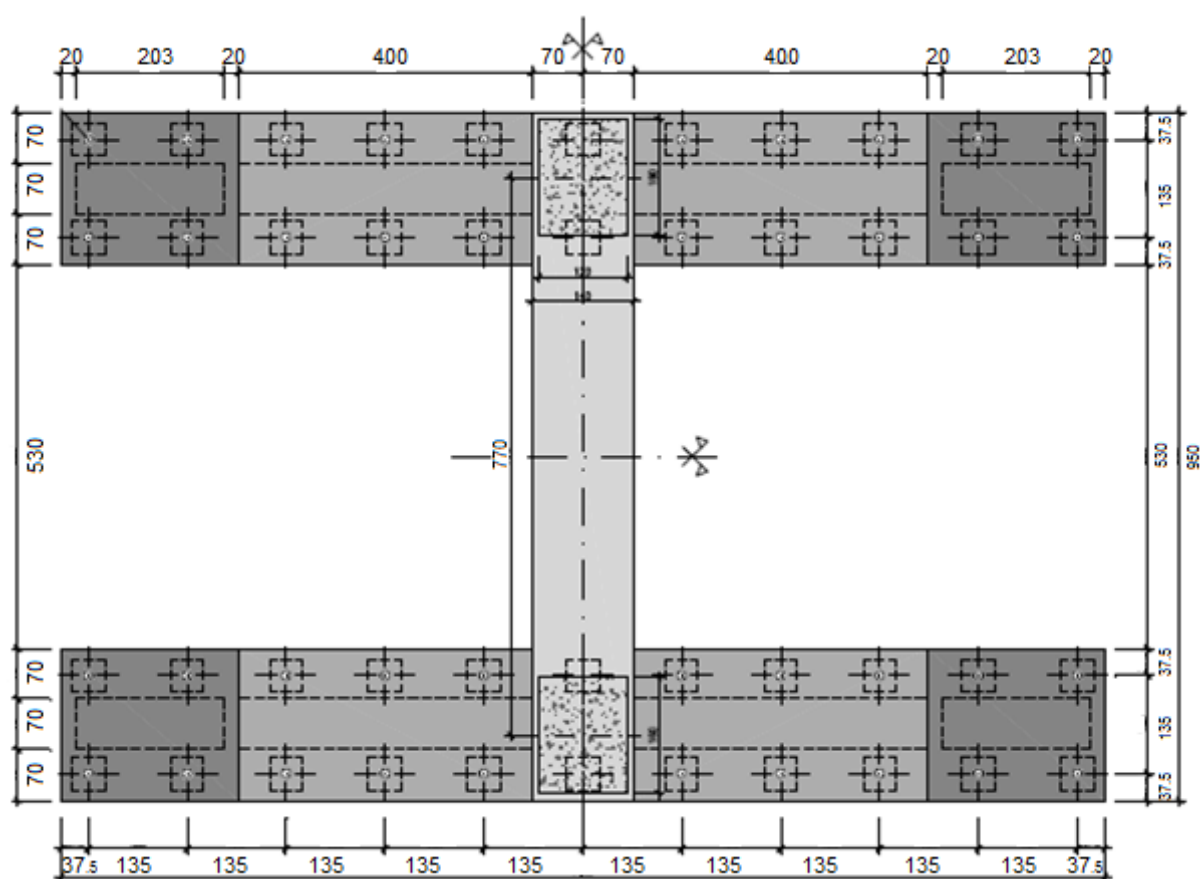


Fig. 3.9 – Corte horizontal de um maciço de fundação [10]



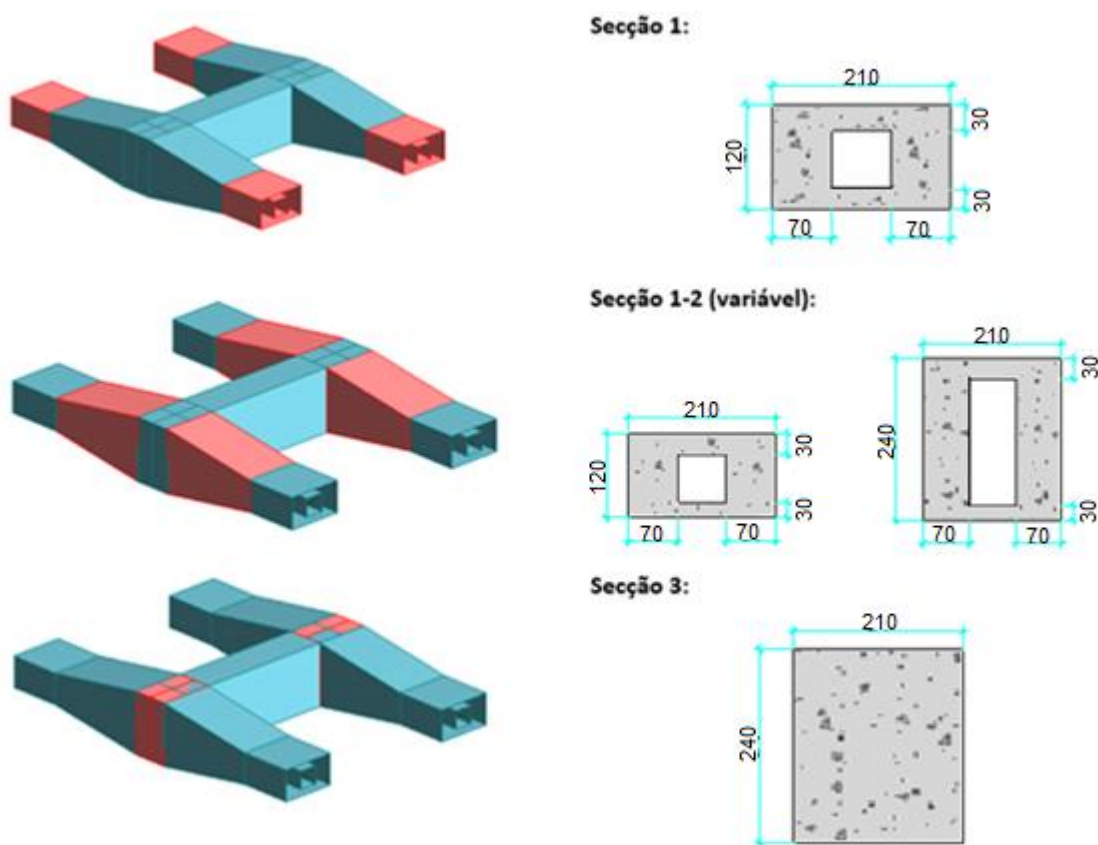


Fig. 3.10 – Pormenorização dos elementos constituintes dos maciços e respectivas secções, adaptado de [10]

A acoplagem entre o maciço e os pilares dá-se nos elementos de secção 3, ficando garantida uma forte rigidez rotacional nas duas direções nessa ligação, isto é, um quase encastramento total dos pilares.

### 3.4.2. PILARES

Os pilares do tramo piloto, de secção retangular de 1.20 por 1.60 metros, em que a maior dimensão corresponde à direção transversal, em betão armado, têm uma altura estrutural de 9 metros e estão monoliticamente ligados ao tabuleiro.

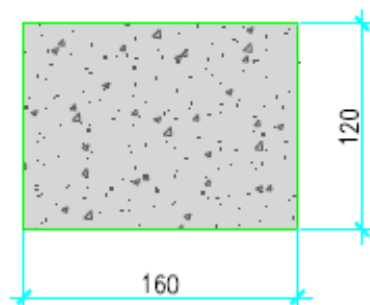


Fig. 3.11 – Secção transversal dos pilares [10]

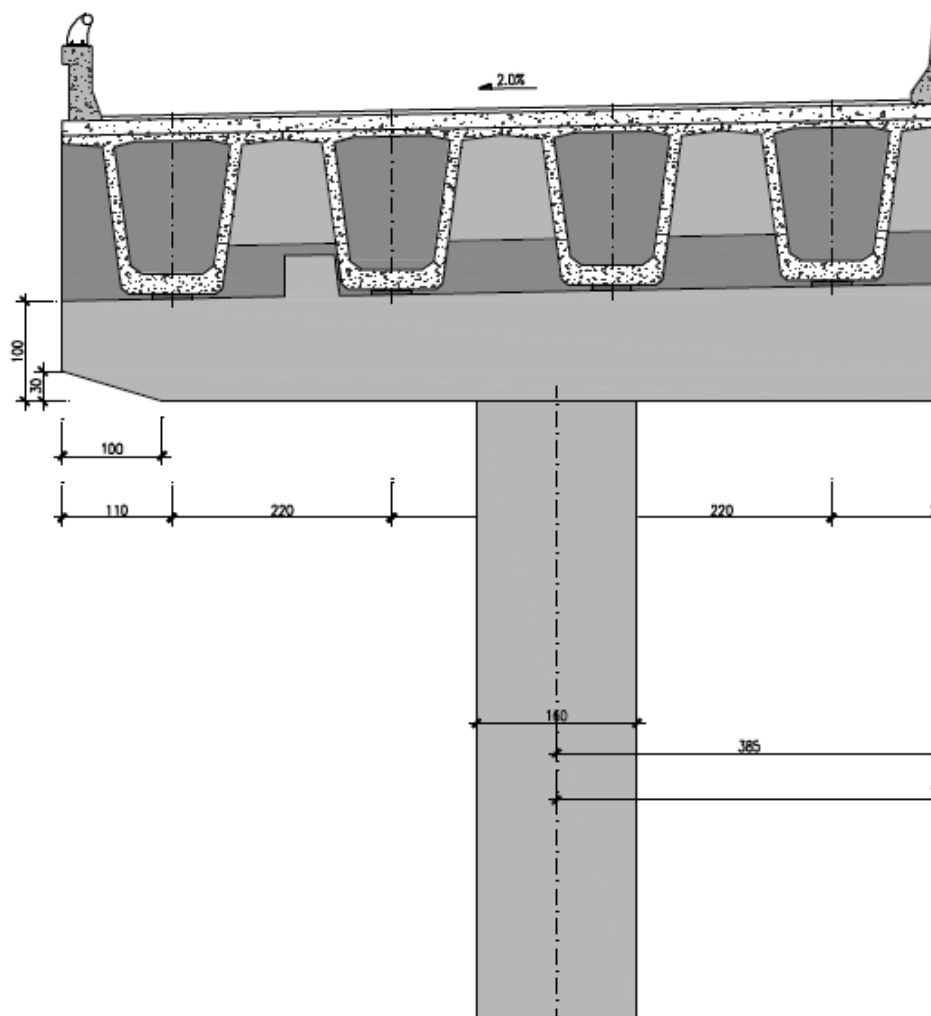


Fig. 3.12 – Pormenor da ligação pilar-tabuleiro num corte transversal [10]

### 3.4.3. TABULEIRO

No tramo piloto, a solução para o tabuleiro é materializada por 7 longarinas – vigas pré-fabricadas de betão armado em caixão solidarizadas por uma laje superior de 11 cm de espessura de betão, totalizando 17.6 metros de largura transversal (Fig. 3.13). Na ligação de extremidade do tabuleiro aos pares de pilares (Fig. 3.12), existem carlingas em betão armado de forte rigidez flexional.

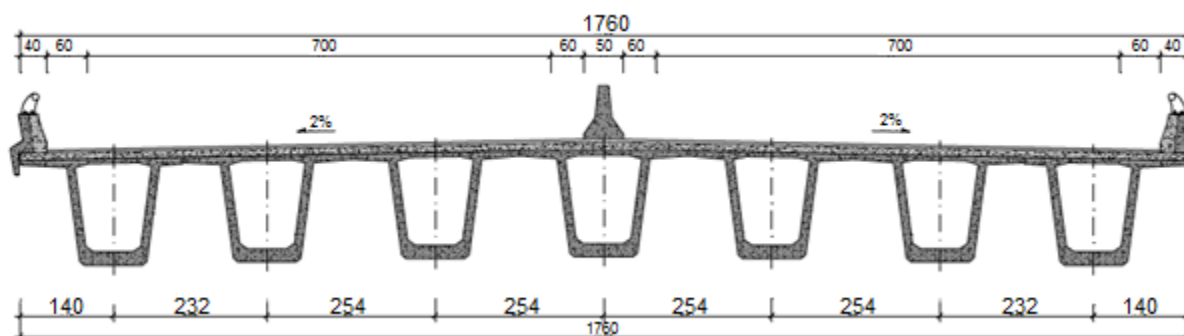


Fig. 3.13 – Secção transversal do tabuleiro [10]

Os vãos são de 30 metros e a ligação rotacional entre os mesmos, ao nível do tabuleiro, é descontinuada, isto é, a ligação entre as longarinas é articulada, dado que estas são pré-fabricadas e não betonadas *in situ* conjuntamente. Já quanto à ligação entre o tabuleiro e os pilares, vão sim vão não, existe uma ligação monolítica entre os pilares e as duas carlingas, estando os dois vãos adjacentes simplesmente apoiados nesses elementos, não havendo continuidade de momentos fletores com os pilares (nem com o tabuleiro) nestes vãos. As Fig. 3.14 e 3.15 elucidam o que acima foi exposto:

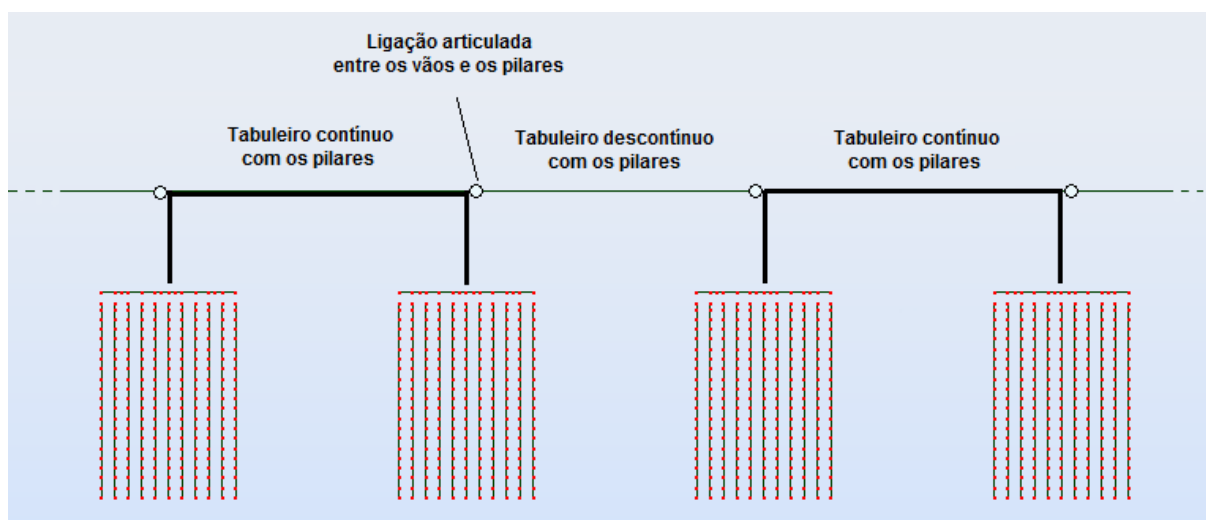


Fig. 3.14 – Alçado da sequência de viadutos e respectivas conexões entre vãos e pilares

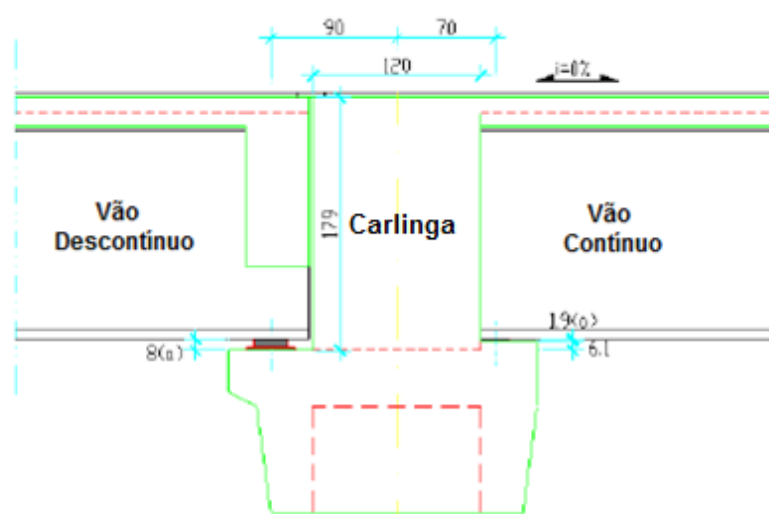


Fig. 3.15 – Corte longitudinal da ligação entre uma carlinga e os dois vãos adjacentes, adaptado de [10]

Deste modo, nos vãos contínuos com os pilares, é assegurado um funcionamento em pórtico (*marco dúctil* na nomenclatura mexicana), esquema estrutural este que é vantajoso para o comportamento sísmico. Este procedimento de conceção foi adotado para que fosse possível serem acomodados os assentamentos diferenciais, que inevitavelmente ocorrerão ao longo do tempo, sem o aparecimento de danos por flexão no tabuleiro, dado o contexto geotécnico propício a este fenómeno, podendo assim os vãos descontinuos com os pilares sofrer rotações segundo a direção transversal dada a ligação *rotulada* que existe com os vãos contínuos (Figuras 3.14 e 3.15).

Importa ter em atenção a possibilidade de ocorrência de um desfasamento da ação sísmica ao longo dos vários viadutos que pode originar uma perda de equilíbrio local ao nível dos vãos descontínuos. Na prática, se dois *marcos dúcteis* adjacentes não forem acelerados em fase, isto é, se em determinado momento o pórtico da esquerda se deslocar para a esquerda e o da direita para a direita, o vão entre estes pode perder apoio e colapsar por efeito da gravidade. De modo a acautelar este fenómeno, deve ser imposto um valor máximo para o *drift* do pórtico em estudo, precavendo-se os colapsos locais supramencionados – no caso, o gabinete GEG adotou 2% para o valor máximo de *drift*.

### 3.5. SIMPLIFICAÇÃO ADOTADA

O funcionamento em pórtico dos vãos contínuos com os pilares, cujos vãos adjacentes estão simplesmente apoiados nas suas extremidades, possibilita a análise da vasta série de viadutos do tramo piloto com base numa simples estrutura porticada (Fig. 3.16) de apenas um vão, o contínuo, em que as ações sobre os vãos adjacentes, os descontínuos, são aplicadas nas carlingas, pois são estes os elementos estruturais que recebem as ações desses vãos.

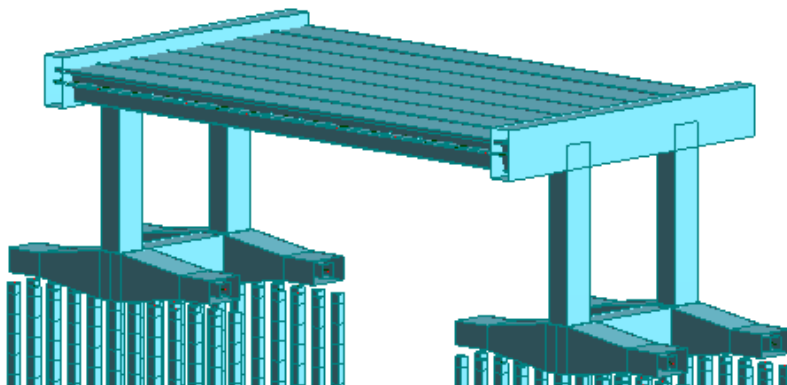


Fig. 3.16 – Estrutura porticada representativa das obras-de-arte em estudo

## 4

## MODELAÇÃO E ANÁLISE MODAL DA ESTRUTURA

### 4.1. DETERMINAÇÃO DOS MODOS E FREQUÊNCIAS NATURAIS DE VIBRAÇÃO

A modelação tridimensional da estrutura recorreu a elementos de barra para representar quer a infraestrutura quer a superestrutura num modelo que alia a simplicidade a uma discretização que reflete corretamente a realidade. Quanto à infraestrutura, os maciços de fundação foram modelados com várias barras dada a variação de secção ao longo das vigas que os constituem e as estacas foram modeladas por uma série de barras de pequeno comprimento por forma a poderem ser inseridos apoios elásticos que representam a rigidez do solo. Na superestrutura, cada pilar foi modelado com uma única barra e o tabuleiro foi subdividido em barras longitudinais (longarinas) e transversais (carlingas nas extremidades do vão e barras ortogonais às longarinas que simulam a rigidez transversal do tabuleiro).

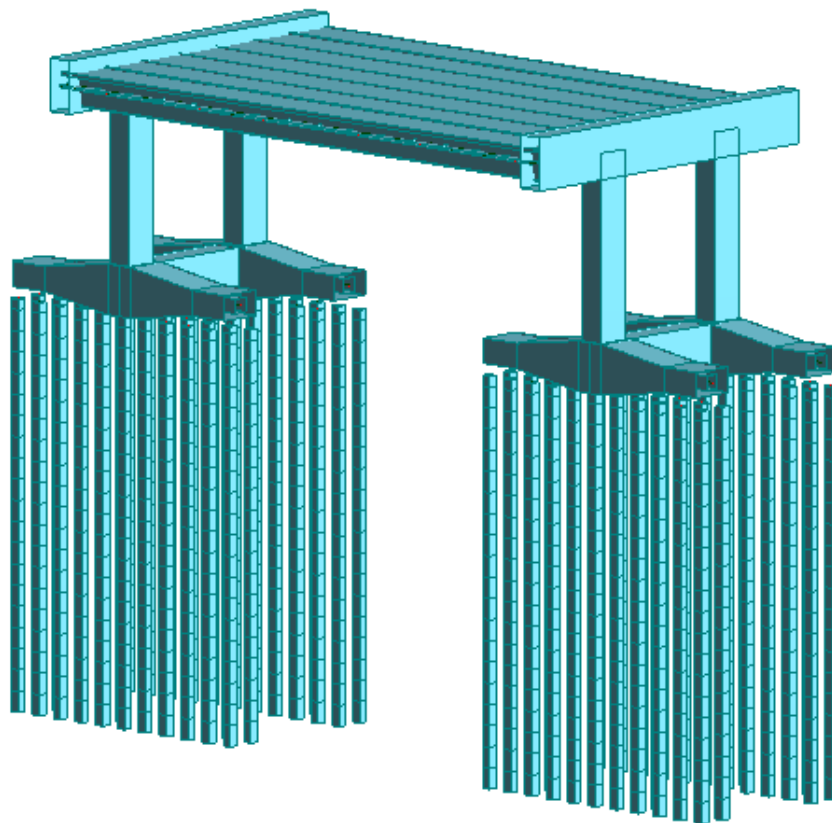


Fig. 4.1 – Modelo global em Robot

#### 4.1.1. QUANTIFICAÇÃO DA MASSA DA ESTRUTURA

A massa total da estrutura a ser considerada para o cálculo sísmico engloba o peso próprio e restantes cargas permanentes dos 60 metros de tabuleiro (30 metros respeitantes ao vão central e 30 metros relativos às metades dos dois vãos adjacentes), o peso próprio dos maciços de estacas e ainda 70% da sobrecarga rodoviária linear (HS20) aplicada ao longo dos 60 metros de estrada, de acordo com a regulamentação norte-americana – AASHTO [7]. Importa referir que a existência desta última parcela da massa total, relativa à ação do tráfego, deve-se a uma exigência do dono de obra, e não regulamentar, por se julgar pertinente considerar a massa dos veículos sobre a rodovia, dada a intensidade de tráfego que se perspetiva para estes viadutos. Todas estas massas foram introduzidas na estrutura sob a forma de forças, distribuídas e concentradas, verticais a serem convertidas em massa na subsequente análise modal, assumindo portanto valores 9.81 (g) vezes superiores ao das massas que pretendem reproduzir. Estas mesmas solicitações representam as restantes ações, para além da sísmica, que fazem parte das combinações de esforços de serviço e de cálculo, para o dimensionamento.

A simplificação adotada está bem patente nas Figuras 4.2, 4.3 e 4.4., em que o peso próprio e restantes cargas permanentes de todo o tabuleiro (60 metros) e os 70% da ação do tráfego (HS20) dos vãos adjacentes (2 x 15 metros) foram concentrados nas duas carlingas; os 70% da sobrecarga rodoviária do vão central (30 metros) foi distribuído pelas sete longarinas; por fim, o peso próprio dos dois maciços de estacas e dos pilares foi introduzido sob a forma de peso volúmico do material (24 kN/m<sup>3</sup>).

Estas forças, representativas da massa da estrutura, totalizam 26 088 kN, pelo que a massa total mobilizável, superestrutura e infraestrutura incluídas, vale 2662 toneladas.

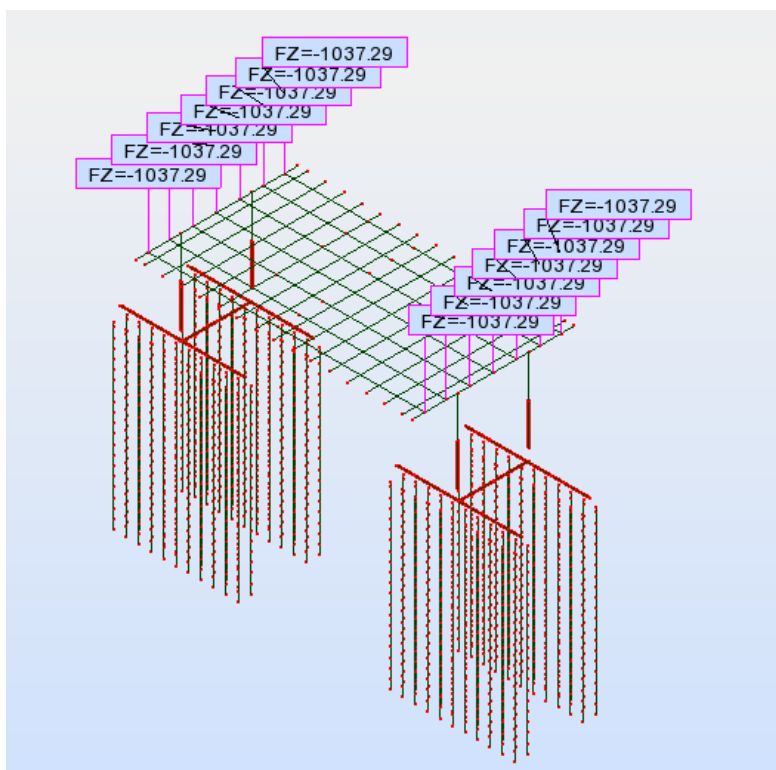


Fig. 4.2 – Peso Próprio do tabuleiro e dos maciços de fundação

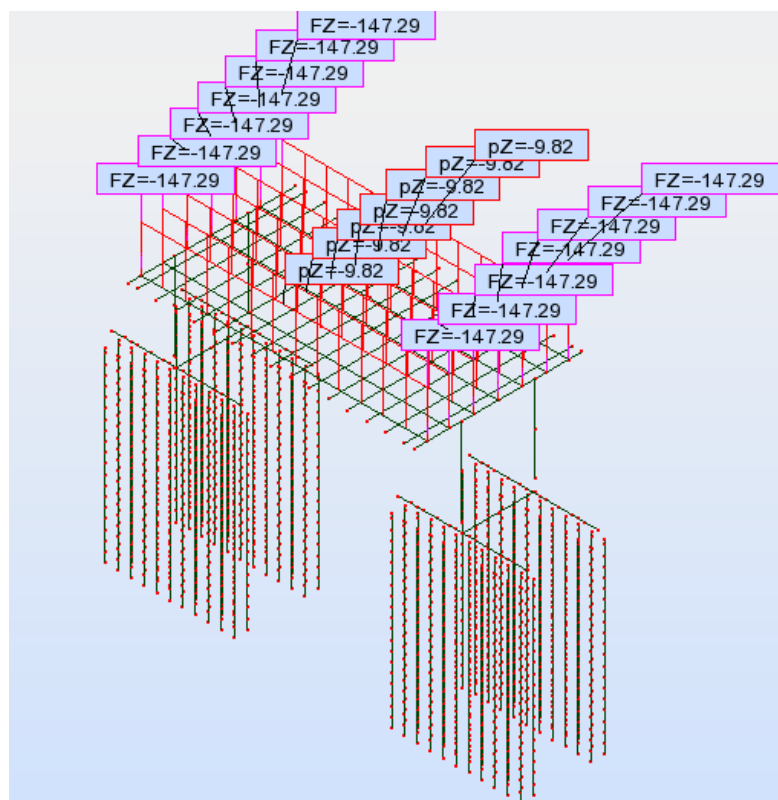


Fig. 4.3 – Restantes cargas permanentes do tabuleiro

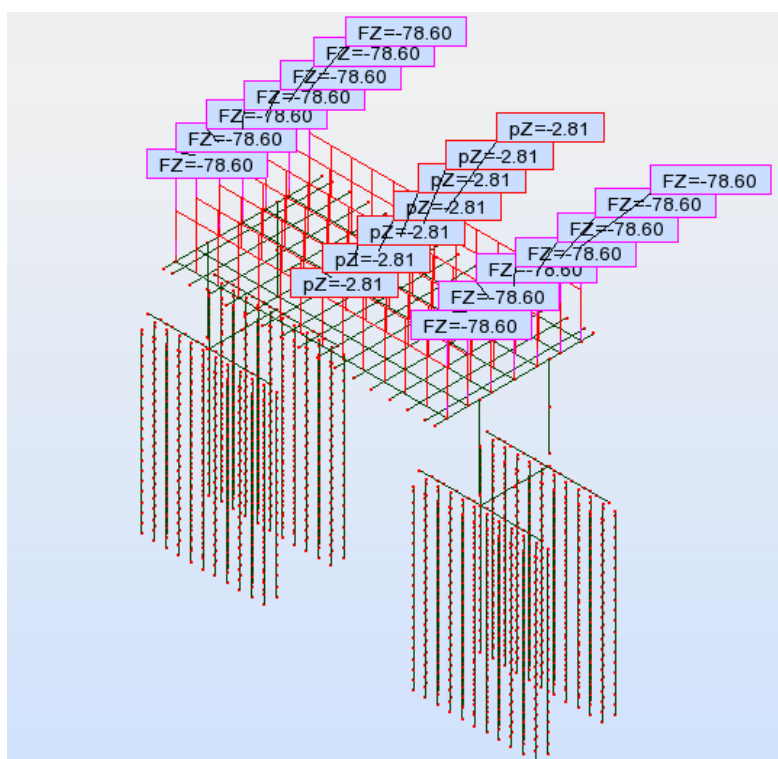


Fig. 4.4 – Sobrecarga rodoviária (70% HS20)

## 4.1.2. QUANTIFICAÇÃO DA RIGIDEZ DA ESTRUTURA

## 4.1.2.1. Modelação da superestrutura

Os quatro pilares, em betão armado, têm 9 metros de altura e uma secção retangular constante em altura de 1.20 por 1.60 metros, em que a maior dimensão está na direção transversal. O módulo de elasticidade (E) vale 26 GPa e o de distorção (G) 14 GPa; a inércia longitudinal (em torno de X) vale  $0.23 \text{ m}^4$  e a transversal (em torno de Y)  $0.41 \text{ m}^4$ ; por fim, a área da secção transversal vale  $1.92 \text{ m}^2$ .

Quadro 4.1 – Propriedades geométricas e mecânicas dos pilares

Elemento	E (GPa)	G (GPa)	A (m <sup>2</sup> )	I <sub>x</sub> (m <sup>4</sup> )	I <sub>y</sub> (m <sup>4</sup> )
Pilar	26	14	1.92	0.230	0.410

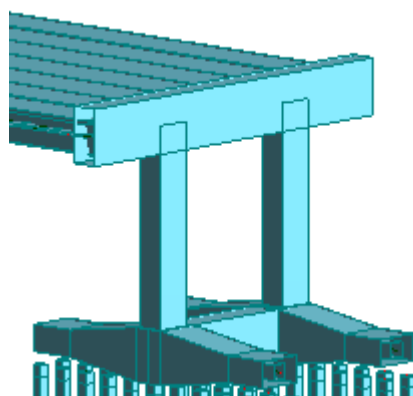


Fig. 4.5 – Detalhe dos pilares no modelo global

O tabuleiro (Fig. 4.6), composto por vigas pré-fabricadas de betão armado, tem uma grande rigidez flexional, tanto na direção longitudinal como na transversal, estando os pilares monoliticamente ligados ao tabuleiro. Em termos de modelação, o tabuleiro é representado por 7 elementos de barra longitudinais (longarinas) e 17 barras transversais (duas carlingas nas extremidades do vão e 15 barras transversais igualmente espaçadas que modelam a rigidez flexional do tabuleiro nessa direção).

Quadro 4.2 – Propriedades geométricas e mecânicas do tabuleiro

Elemento	E (GPa)	G (GPa)	A (m <sup>2</sup> )	I <sub>x</sub> (m <sup>4</sup> )	I <sub>y</sub> (m <sup>4</sup> )
Longarina	29.5	15	0.97	0.349	0.381
Carlinga	26	14	3.02	0.363	1.600
Transversal	24	13	0.22	0.073	0.001



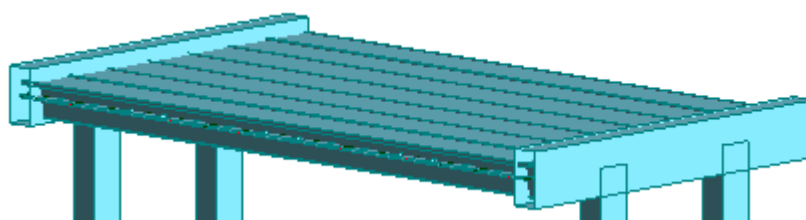


Fig. 4.6 – Detalhe do tabuleiro no modelo global

#### 4.1.2.2. Modelação da infraestrutura

As fundações indiretas foram modeladas conjuntamente com a superestrutura no modelo global, de modo a discretizar o melhor possível a estrutura. Os dois maciços e as 44 estacas associadas a cada um foram modelados tal como representado nas Figuras 4.7 e 4.8 e as propriedades geométricas e mecânicas apresentam-se tabeladas no Quadro 4.3. Por forma a compatibilizar os graus de liberdade associados aos nós da base dos pilares com os dos nós dos maciços onde os pilares descarregam, estes foram ligados por *rigid links*. O mesmo procedimento foi adotado para ligar os nós do topo de cada par de estacas com os do maciço correspondente. A modelação de *rigid links* apresenta-se na Fig. 4.9.

Quadro 4.3 – Propriedades geométricas e mecânicas das fundações

Elemento	E (GPa)	G (GPa)	A (m <sup>2</sup> )	I <sub>x</sub> (m <sup>4</sup> )	I <sub>y</sub> (m <sup>4</sup> )
Estaca	26	10	0.15	0.003	0.003
Maciço (1)	26	10	2.03	0.906	0.282
Maciço (2)	26	10	2.87	1.352	0.892
Maciço (3)	26	10	5.04	1.852	2.419
Maciço (4)	26	10	3.36	0.549	1.613

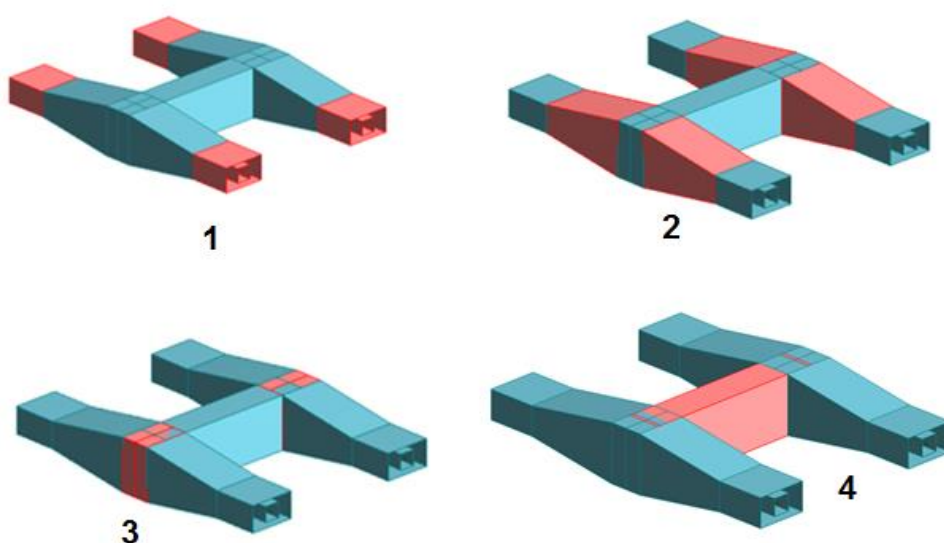


Fig. 4.7 – Detalhe dos maciços de encabeçamento de estacas [10]

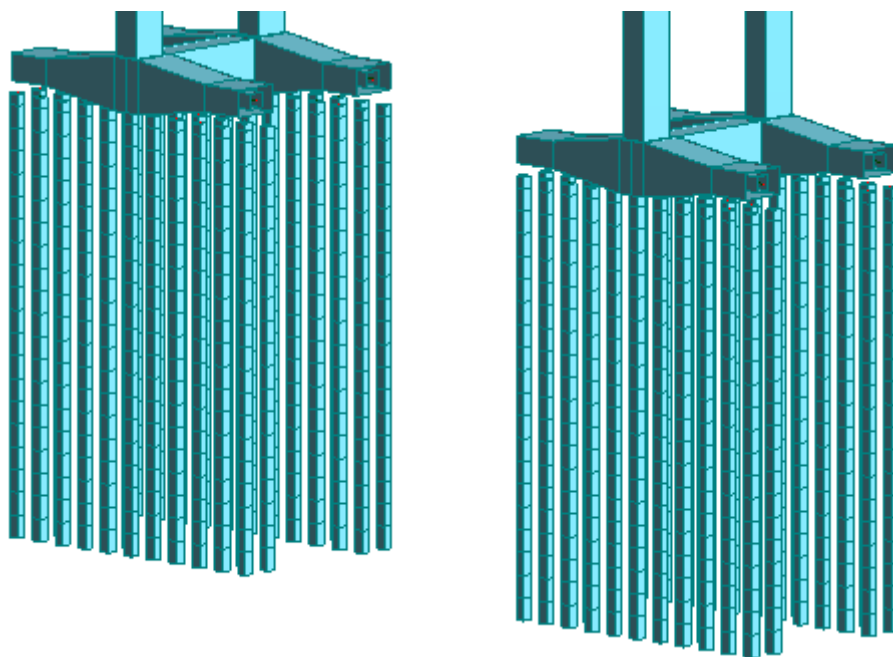


Fig. 4.8 – Detalhe das fundações no modelo global

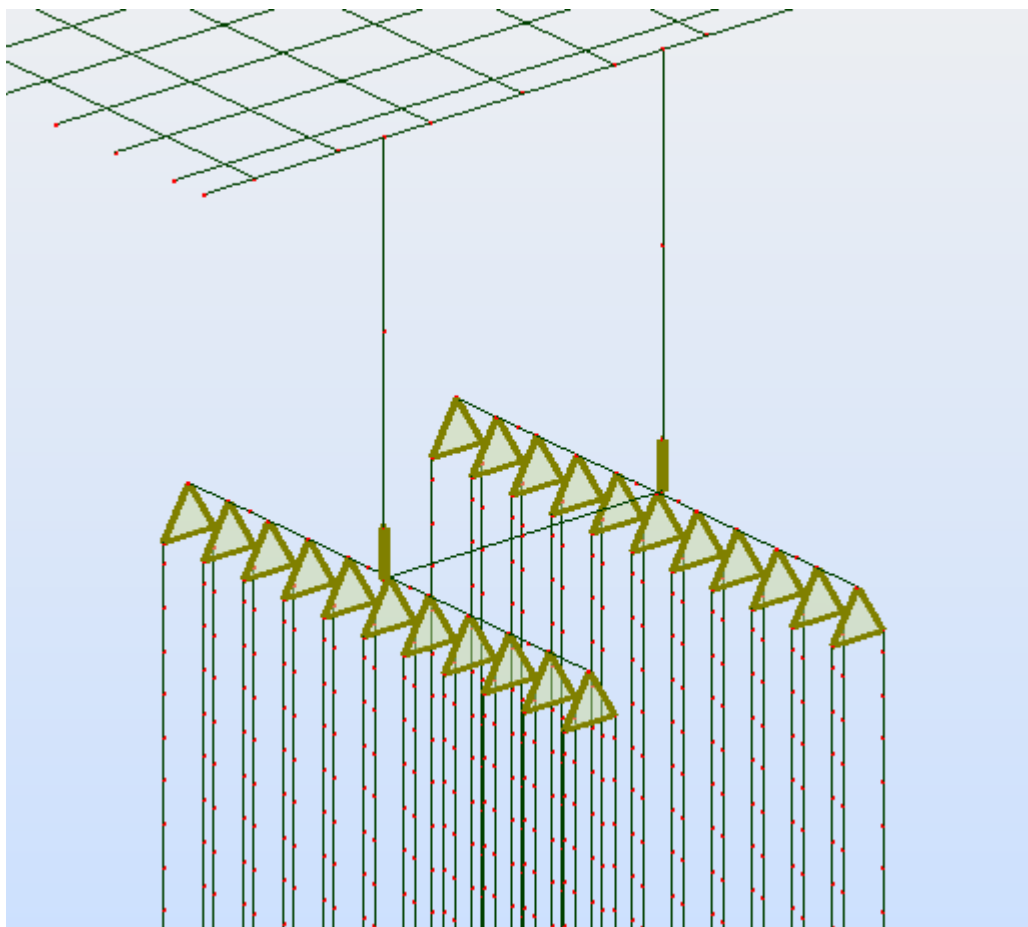


Fig. 4.9 – Detalhe dos *rigid links* no modelo global

Quanto à interação solo-estrutura, as rigidezes transversal e vertical do maciço argiloso e o seu comportamento não-linear são reproduzidos por curvas P-y e modeladas com apoios elásticos não-lineares de 1 em 1 metro ao longo da extensão total das estacas – 20 metros.

A curva que a seguir se apresenta representa a variação não-linear da rigidez transversal e foi obtida a partir de ensaios *in-situ* com o pressiómetro de Ménard (PMT) e das recomendações de Frank [14].

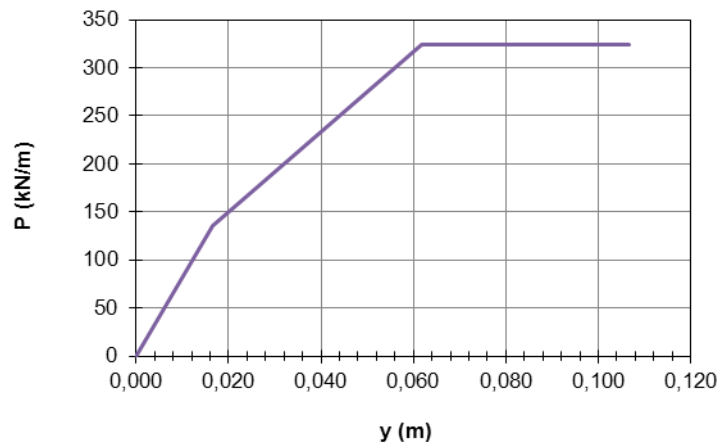


Fig. 4.10 – Curva de mobilização da resistência transversal do solo [10]

O primeiro tramo, correspondente ao regime elástico, assume uma rigidez de 8525 kN/m/m, a qual é reduzida para 4078 kN/m/m se o solo plastificar, isto é, se sofrer um deslocamento superior 16 mm; o mesmo significa dizer que a espessura de 1 metro de solo plastifica caso receba da estaca uma força superior a 136 kN. Ao terceiro tramo da curva representada na Fig. 4.10 está associada uma rigidez muito baixa – 324 kN/m/m, dado que se considera que o solo deixa efetivamente de oferecer resistência à deformação plástica para deslocamentos superiores a 6 cm, isto é, para forças transmitidas ao solo pelas estacas superiores a 320 kN/m.

Devido ao efeito de grupo das estacas, a curva P-y associada a cada estaca deve ser reduzida por coeficientes (inferiores à unidade),  $P_m$ , em relação ao seu comportamento isolado. Estes coeficientes redutores traduzem o *efeito de sombra* que se gera entre estacas devido ao pequeno afastamento entre as mesmas. Esta metodologia, proposta por Brown et al. [15], visa atender ao efeito de grupo na verdadeira mobilização da rigidez do solo, individualmente ao nível de cada estaca. De facto, as estacas da dianteira do agrupamento, em consonância com o sentido de atuação do sismo, são as que mais ativamente participam na movimentação do solo envolvente, facilitando assim a deslocação das estacas de retaguarda.

A aplicação dos coeficientes  $P_m$  tem por objetivo melhorar a precisão na quantificação da rigidez dos apoios elásticos a modelar em *software* mas faz apenas sentido num âmbito de uma análise estática. Um sismo atua de forma cíclica, logo o sentido das acelerações do solo está constantemente a ser invertido, pelo que os coeficientes  $P_m$  teriam de ser continuamente corrigidos, dado que as estacas de dianteira passariam a ser as da retaguarda e vice-versa constantemente, o que tornaria o processo de cálculo fortemente iterativo e pesado.

Por outro lado, estes coeficientes  $P_m$  são adequados a uma atuação sísmica oblíqua, isto é, numa direção intermédia entre a longitudinal e transversal, dado que, para o dimensionamento estrutural, parte da ação sísmica na direção ortogonal à em análise é considerada para a obtenção de esforços.

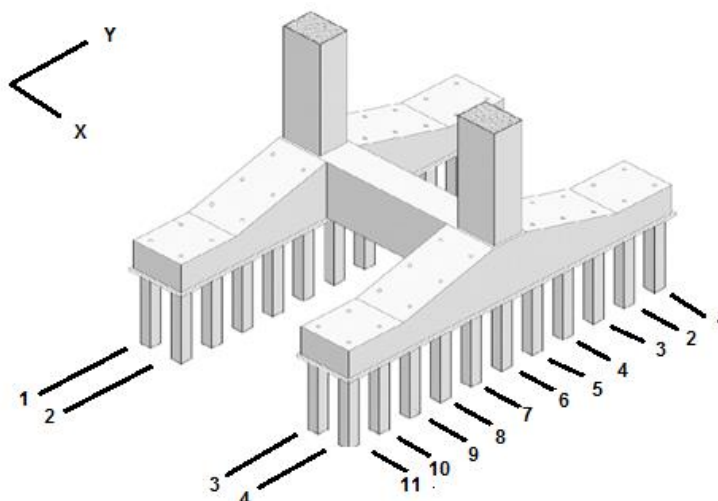


Fig. 4.11 – Identificação dos alinhamentos X e Y das estacas de um maciço, adaptado de [10]

Para os alinhamentos da dianteira, Y1 e X1, os coeficientes  $P_m$  a aplicar às molas em X e Y, respectivamente, valem 0.8, pois são as molas longitudinais (em Y) do alinhamento X1 e as molas transversais (em X) do alinhamento Y1 que modelam o solo da dianteira do maciço, isto é, o solo cuja rigidez é mais mobilizada, portanto mais rígido (maior coeficiente  $P_m$ ). O raciocínio inverso estabelece-se para os alinhamentos de traseira, Y4 e X11, mobilizadores da menor resistência do solo, daí que as molas respectivas em X e Y estejam associadas aos menores valores de  $P_m$ . Os Quadros 4.4 e 4.5 associam os valores para este coeficiente em função dos alinhamentos das estacas.

Quadro 4.4 – Valor dos coeficientes  $P_m$  para as molas na direção ortogonal a cada alinhamento X e Y

	Alinhamento Y	Alinhamento X
1	0.8	0.8
2	0.4	0.4
3	0.3	0.3
4	0.3	0.2
5	-	0.2
6	-	0.2
7	-	0.2
8	-	0.2
9	-	0.2
10	-	0.2
11	-	0.2

Quadro 4.5 – Valor dos coeficientes  $P_m$  para o par de molas da estaca que cruza esses alinhamentos X e Y

Alinhamento	Y 1	Y 2	Y 3	Y 4
X 1	X0.8 Y0.8	X0.4 Y0.8	X0.3 Y0.8	X0.3 Y0.8
X 2	X0.8 Y0.4	X0.4 Y0.4	X0.3 Y0.4	X0.3 Y0.4
X 3	X0.8 Y0.3	X0.4 Y0.3	X0.3 Y0.3	X0.3 Y0.3
X 4	X0.8 Y0.2	X0.4 Y0.2	X0.3 Y0.2	X0.3 Y0.2
X 5	X0.8 Y0.2	X0.4 Y0.2	X0.3 Y0.2	X0.3 Y0.2
X 6	X0.8 Y0.2	X0.4 Y0.2	X0.3 Y0.2	X0.3 Y0.2
X 7	X0.8 Y0.2	X0.4 Y0.2	X0.3 Y0.2	X0.3 Y0.2
X 8	X0.8 Y0.2	X0.4 Y0.2	X0.3 Y0.2	X0.3 Y0.2
X 9	X0.8 Y0.2	X0.4 Y0.2	X0.3 Y0.2	X0.3 Y0.2
X 10	X0.8 Y0.2	X0.4 Y0.2	X0.3 Y0.2	X0.3 Y0.2
X 11	X0.8 Y0.2	X0.4 Y0.2	X0.3 Y0.2	X0.3 Y0.2

A rigidez transversal do solo, igual na direção longitudinal e transversal, para cada estaca, é modelada com dois apoios elásticos (molas) não-lineares cujas leis resultam da redução do gráfico da Figura 4.10 pelos coeficientes  $P_m$  do Quadro 4.5 referentes a essa estaca.

Dado que o solo está evidentemente em contacto com as estacas ao longo de toda a sua extensão, as molas não-lineares devem ser colocadas ao longo dos 20 metros de estaca com relativamente baixo espaçamento; no caso, cada par de apoios elásticos (a azul o transversal e a verde o longitudinal na Figura 4.12) foi espaçado de 1 metro na direção vertical.

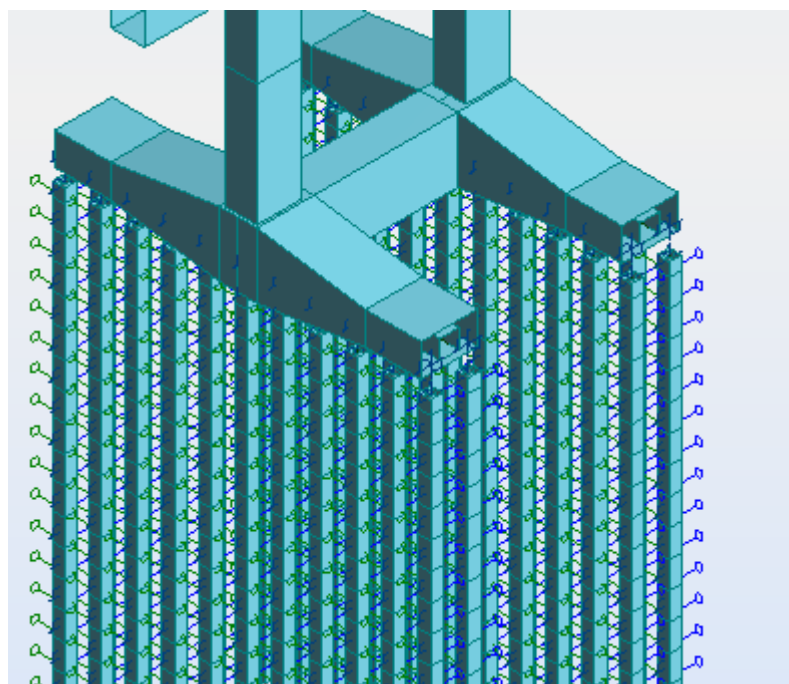


Fig. 4.12 – Detalhe da modelação da rigidez transversal do solo

Quanto à rigidez vertical do maciço argiloso, têm de ser tidos em conta os dois tipos de resistência na interação estacas-solo: a resistência lateral, atrítica (Fig. 4.13), e a de ponta, basal (Fig. 4.14).

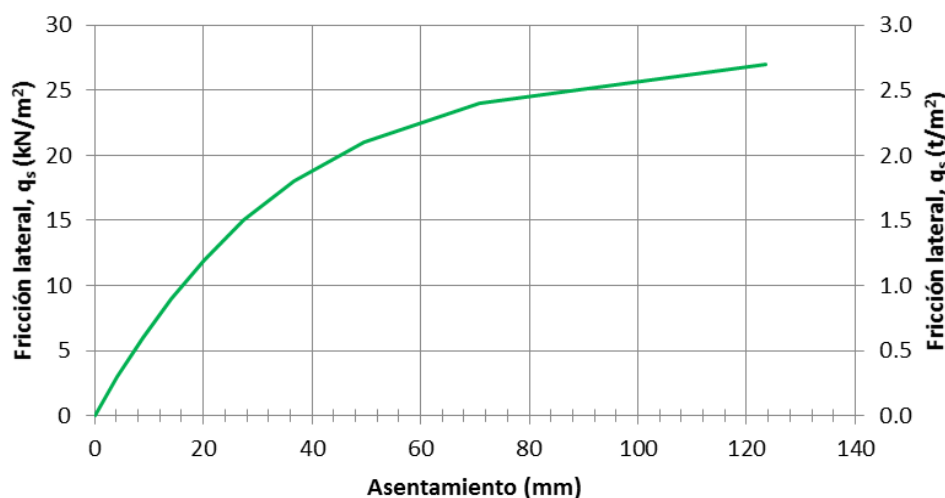


Fig. 4.13 – Curva de mobilização da resistência lateral do solo [10]

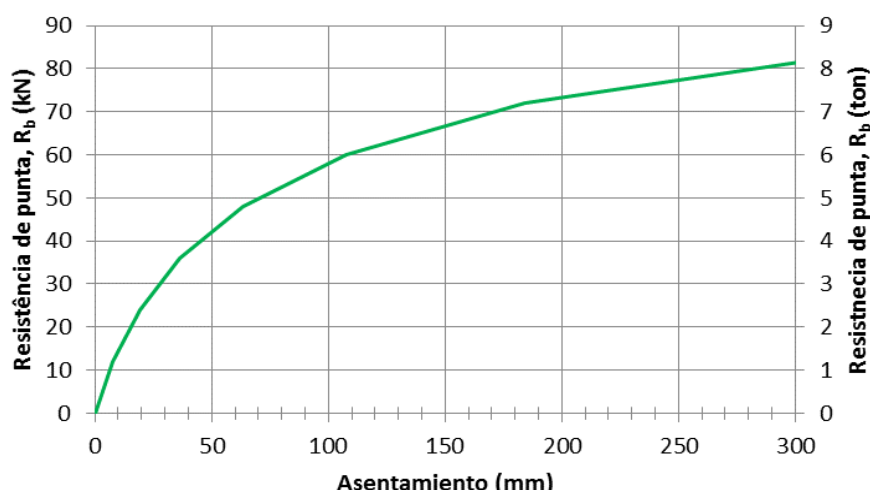


Fig. 4.14 – Curva de mobilização da resistência de ponta do solo [10]

A reduzida resistência de ponta que o solo sob as estacas apresenta deve-se ao facto de estas não chegarem ao *bedrock* ou a um solo mais resistente (*capa dura*), isto é, estarem totalmente envolvidas por solos argilosos moles e pouco resistentes; esta solução de estacas designa-se por flutuante.

A opção de não encastrar as estacas num firme está relacionada com a suscetibilidade deste solo à ocorrência de elevados assentamentos por consolidação, evitando-se a emersão da estrutura que ocorreria caso as estacas estivessem impedidas de assentar, em que o solo assentaria por consolidação e a estrutura permaneceria à mesma cota, ficando gradualmente emersa. Para assegurar que o fenómeno de emersão não ocorre durante todo o período de vida da estrutura (50 anos), foram deixados 3 metros de reserva entre a base das estacas e o estrato *capa dura*, tal como se pôde constatar na Fig. 3.4 no capítulo anterior, de modo a que as estacas não entrem em contacto com este solo mais resistente durante o período de vida destes viadutos.

A rigidez vertical, isto é, a relação *carregamento axial – assentamento*, que incorpora a influência das duas resistências supracitadas (lateral e de ponta), está representada no seguinte gráfico:

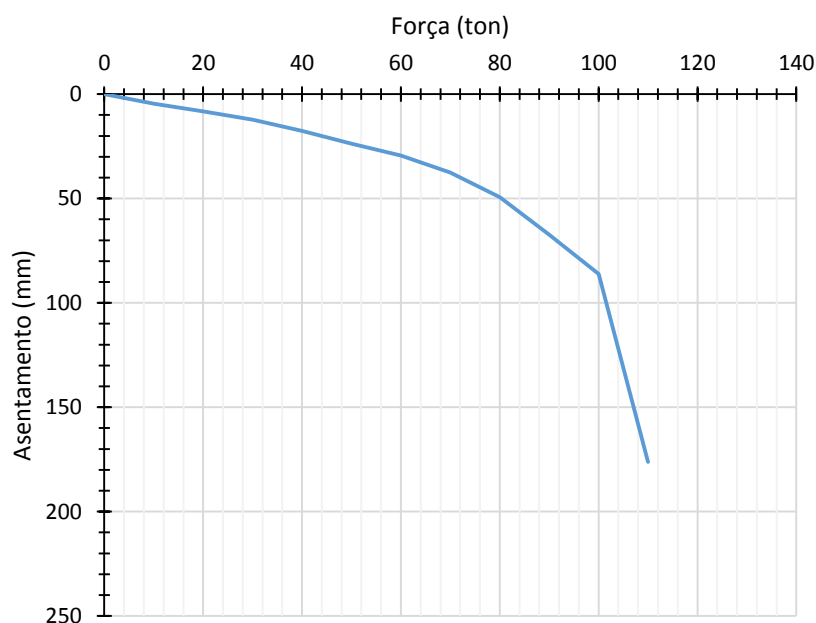


Fig. 4.15 – Curva de mobilização da resistência vertical do solo [10]

Importa não negligenciar o efeito de grupo que dever-se-á traduzir na consideração de uma eficiência na mobilização desta rigidez, assumindo o valor de 70% de acordo com as recomendações de FHWA [16] e AASHTO, pelo que a verdadeira curva carga-assentamento é a seguinte:

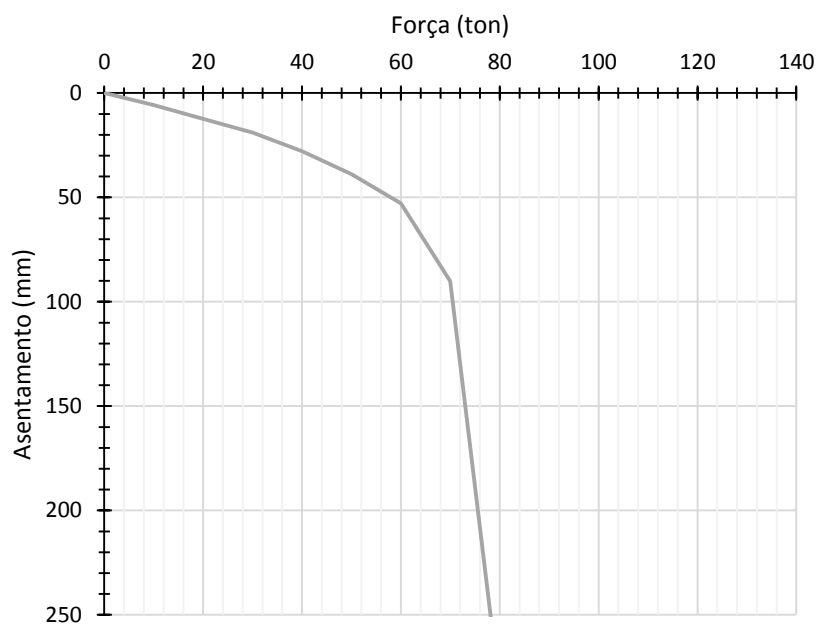


Fig. 4.16 – Curva de mobilização da resistência vertical efetiva do solo [10]

Esta curva rege a variação da rigidez vertical do solo com o nível de carregamento axial a que cada estaca estiver submetida e serve de base à modelação da interação solo-estrutura com apoios elásticos não-lineares verticais (a vermelho na Fig. 4.17) inseridos na base de todas as estacas.

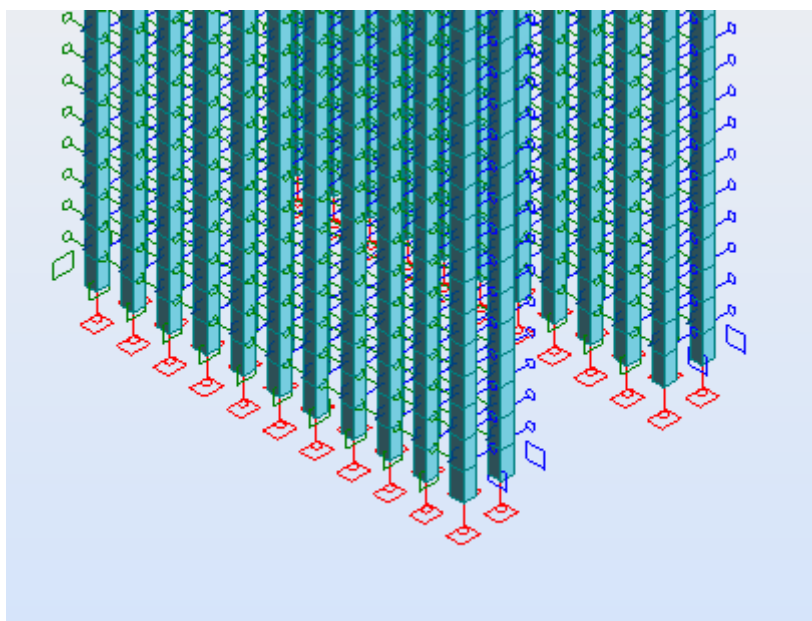


Fig. 4.17 – Detalhe da modelação da rigidez vertical do solo

#### 4.1.3. OBTENÇÃO DOS MODOS E FREQUÊNCIAS NATURAIS

Inserida a massa (segundo 4.1.1.) na estrutura (modelada segundo 4.1.2.), executa-se uma análise modal no *software* comercial *Autodesk Robot Structural Analysis*, da qual se extraem os diferentes modos de vibração em todas as direções, assim como o valor das frequências e dos principais parâmetros modais associados a cada um, representados nas Figuras 4.18 a 4.32.

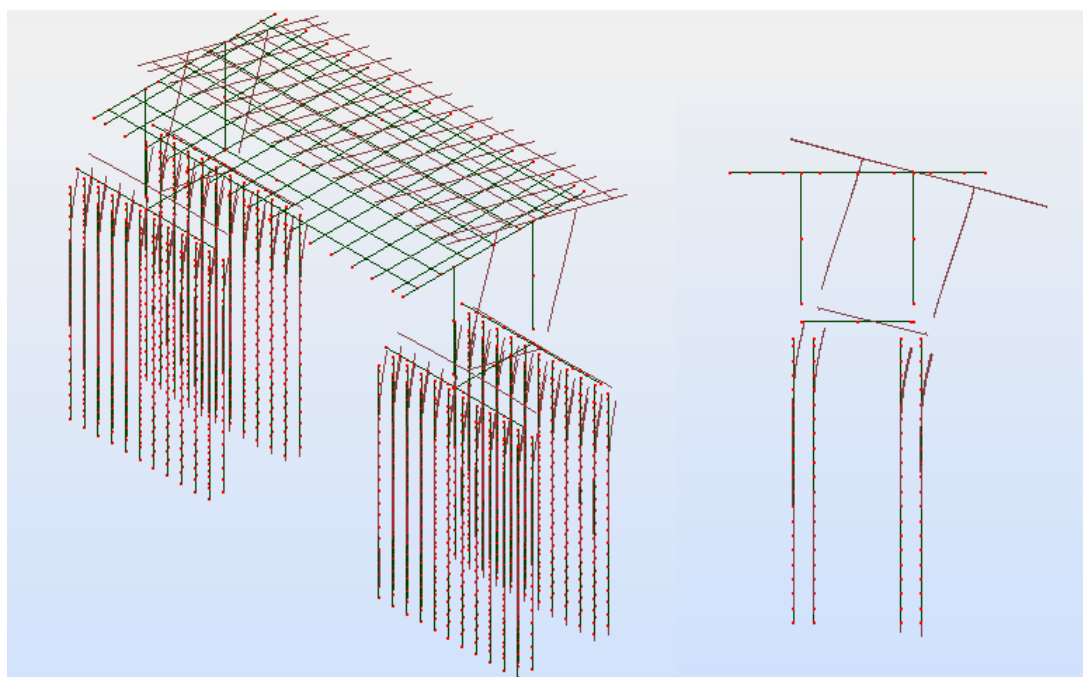
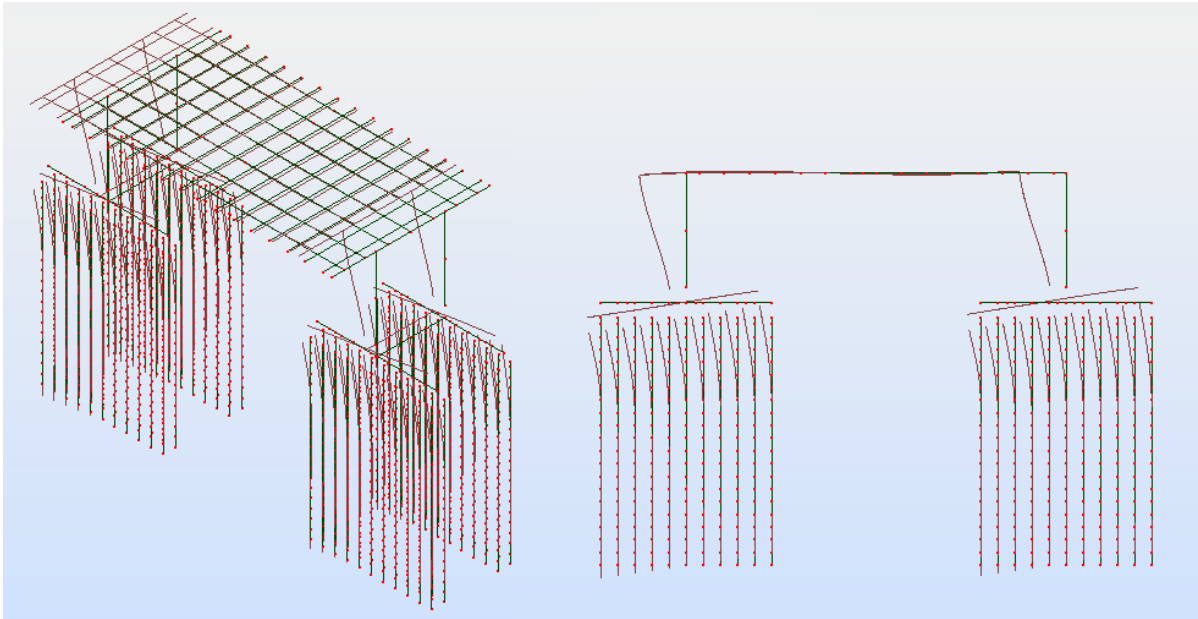
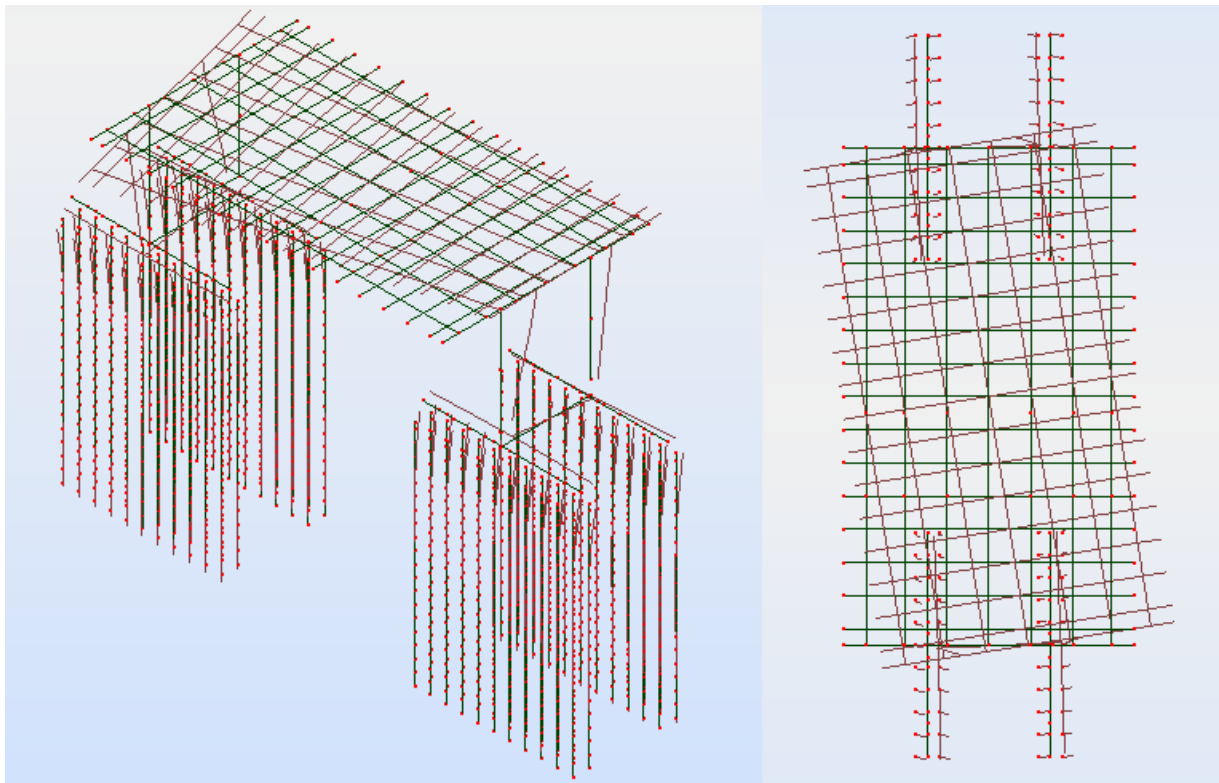


Fig. 4.18 – 1º modo de vibração – transversal ( $f = 0.94\text{Hz}$ )



Fig. 4.19 – 3º modo de vibração – longitudinal ( $f = 1.19\text{Hz}$ )

O primeiro e o terceiro modos de vibração estão associados às designadas *frequências fundamentais* que comandam claramente a resposta sísmica para cada uma das direções, pois mobilizam quase a totalidade da massa da estrutura. Essas frequências, fundamentais, valem 0.94 Hz na direção transversal e 1.19 Hz na longitudinal. O segundo modo de vibração (Fig. 4.19) é de torção, logo não é um dos modos fundamentais.

Fig. 4.20 – 2º modo de vibração – torcional ( $f = 1.15\text{Hz}$ )

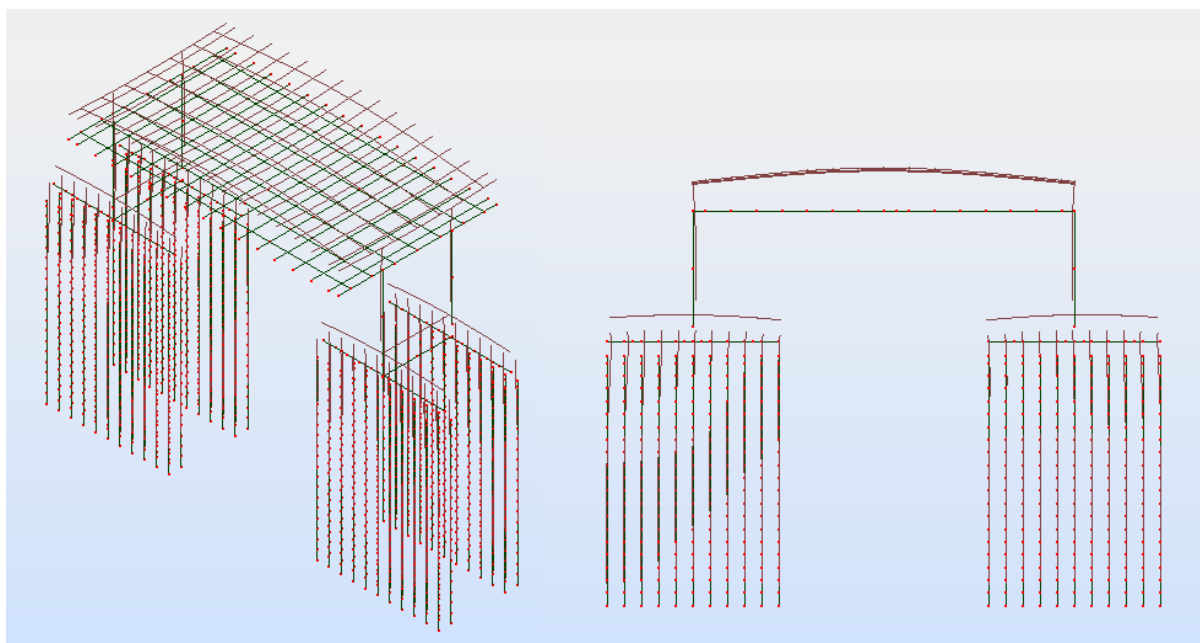


Fig. 4.21 – 4º modo de vibração – vertical ( $f = 3.15\text{Hz}$ )

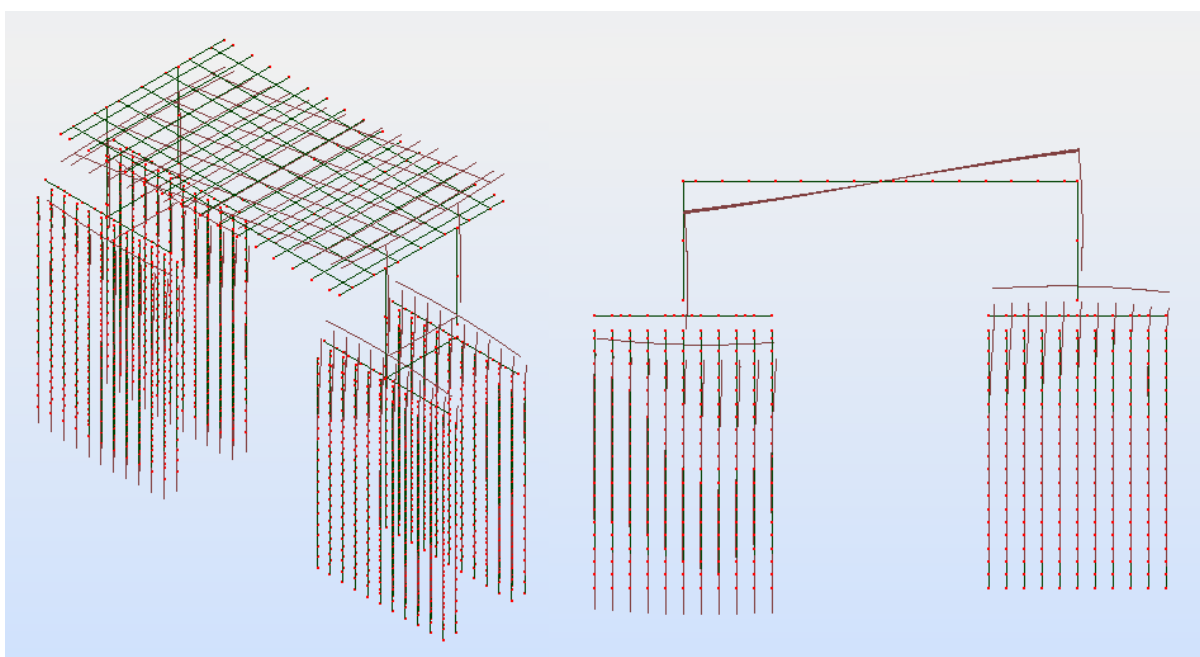


Fig. 4.22 – 5º modo de vibração – vertical ( $f = 3.35\text{Hz}$ )

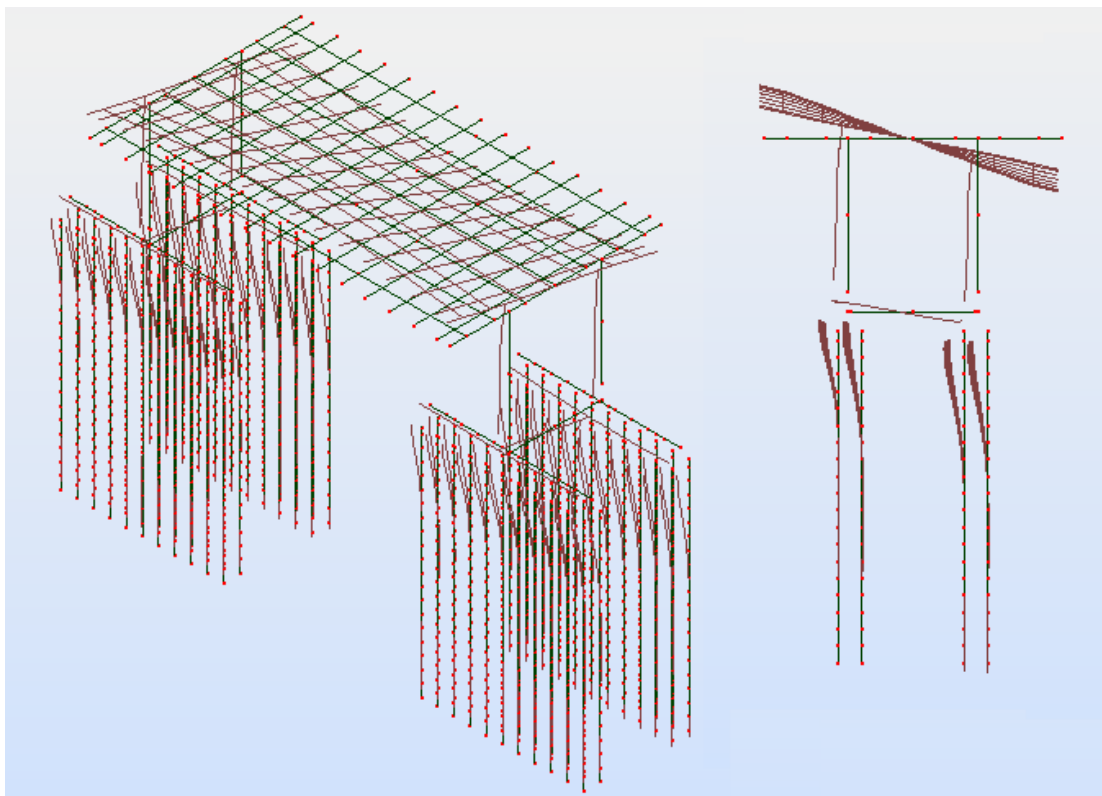


Fig. 4.23 – 6º modo de vibração – transversal ( $f = 4.99\text{Hz}$ )

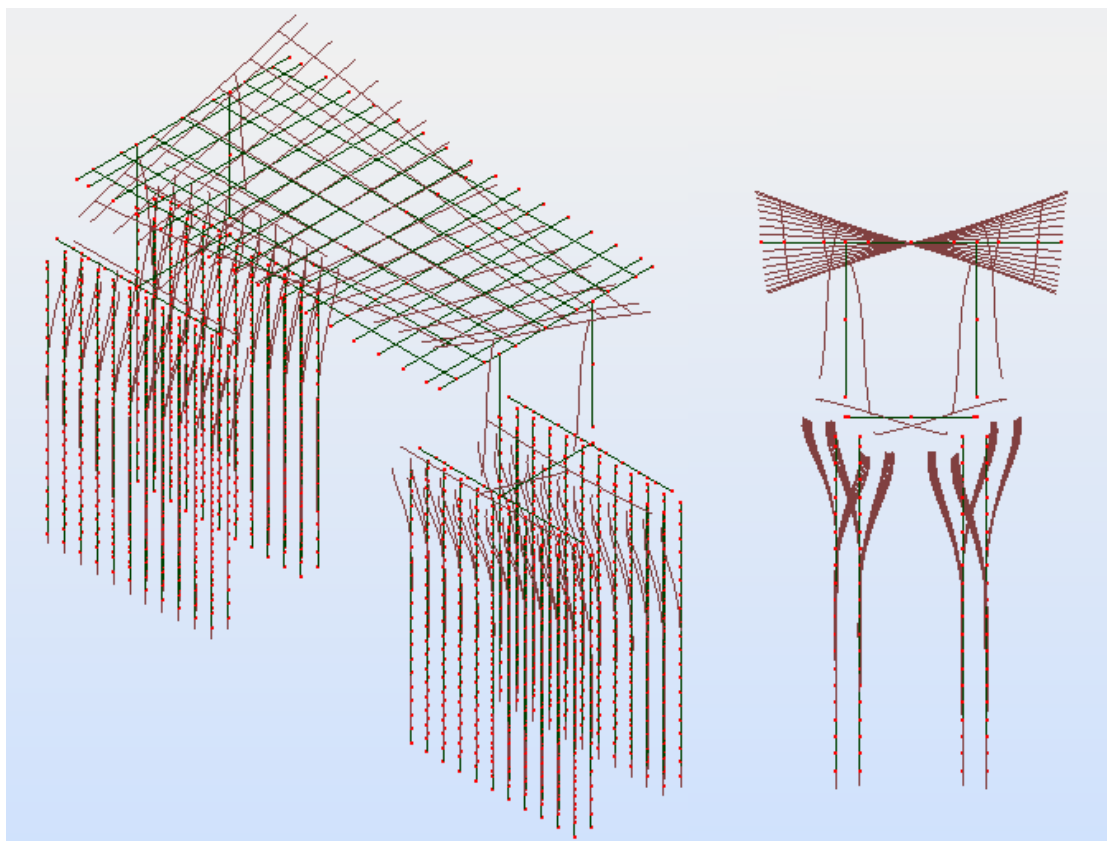


Fig. 4.24 – 7º modo de vibração – torcional ( $f = 5.44\text{Hz}$ )

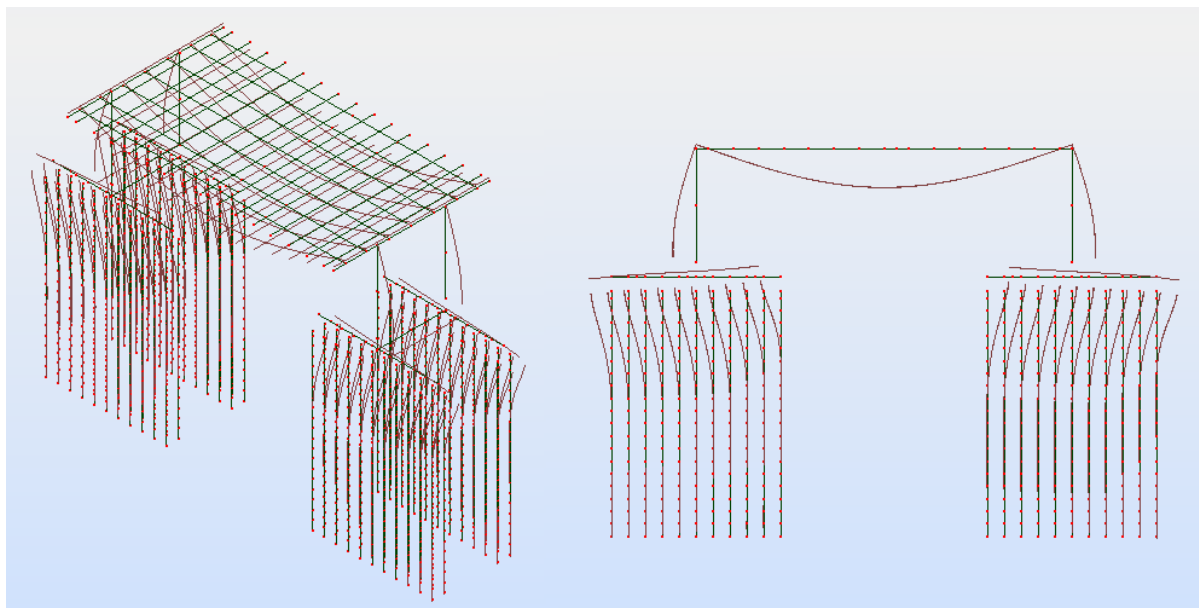


Fig. 4.25 – 8º modo de vibração – vertical ( $f = 5.63\text{Hz}$ )

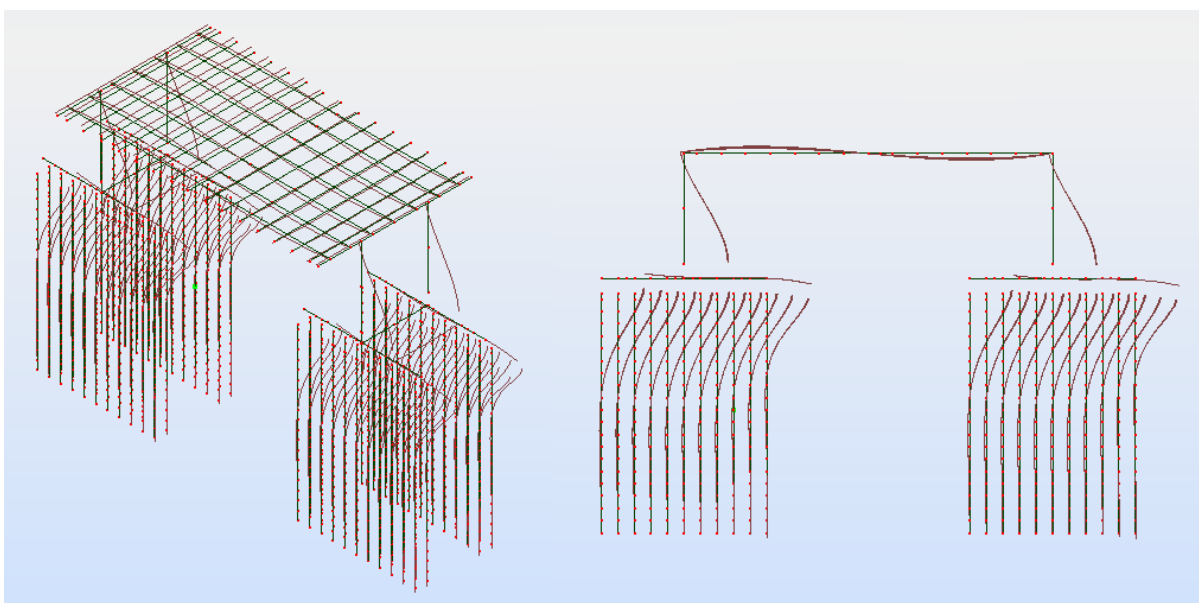


Fig. 4.26 – 9º modo de vibração – longitudinal ( $f = 6.59\text{Hz}$ )

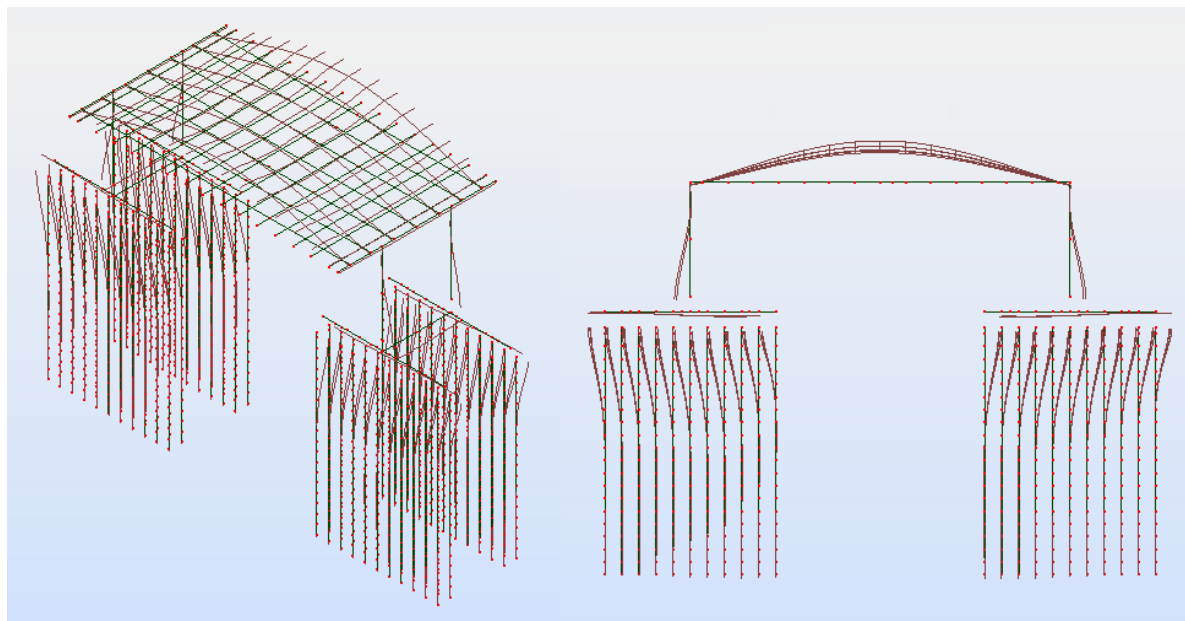


Fig. 4.27 – 10º modo de vibração – vertical ( $f = 7.53\text{Hz}$ )

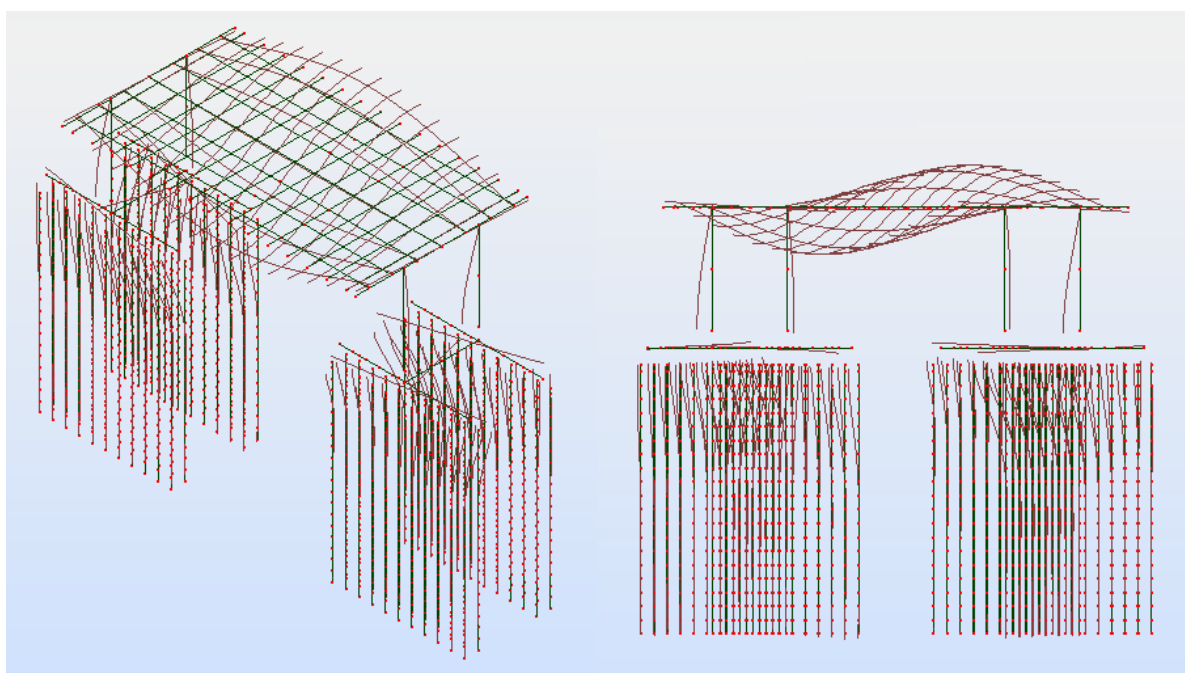


Fig. 4.28 – 11º modo de vibração – transversal e torcional ( $f = 7.70\text{Hz}$ )

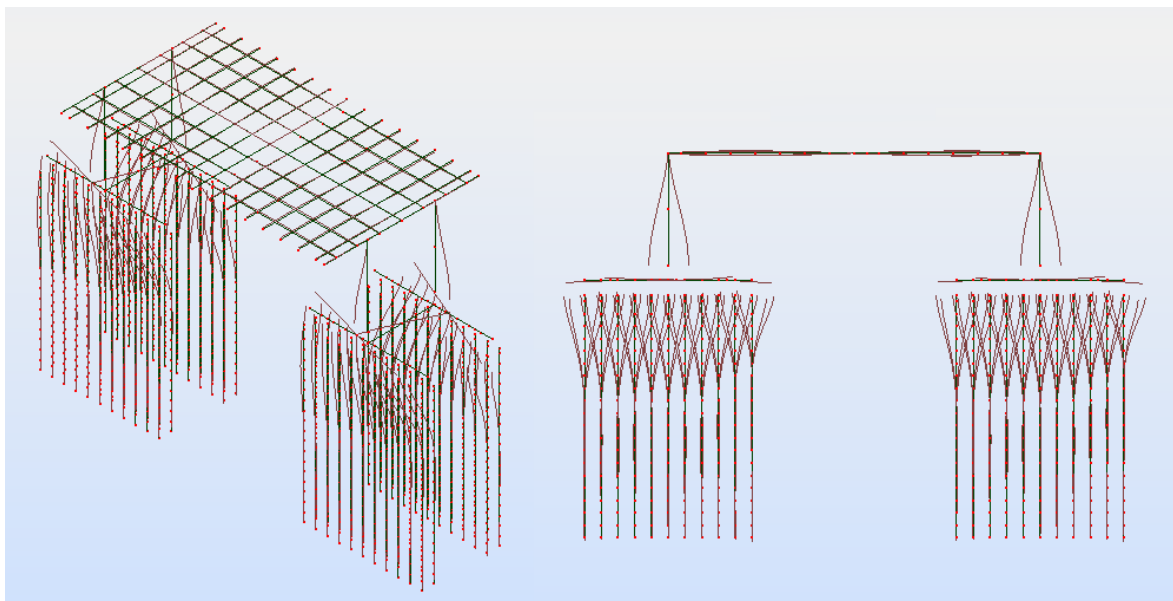


Fig. 4.29 – 12º modo de vibração – torcional ao nível da fundação ( $f = 8.22\text{Hz}$ )

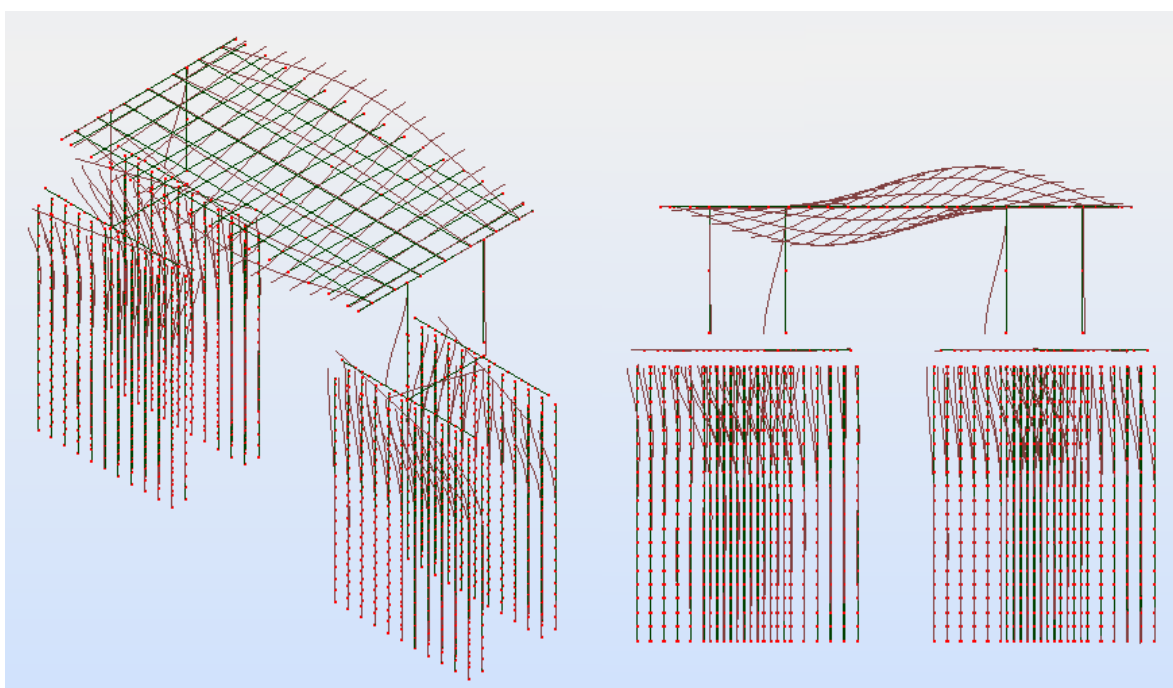


Fig. 4.30 – 13º modo de vibração – transversal e torcional ( $f = 8.55\text{Hz}$ )



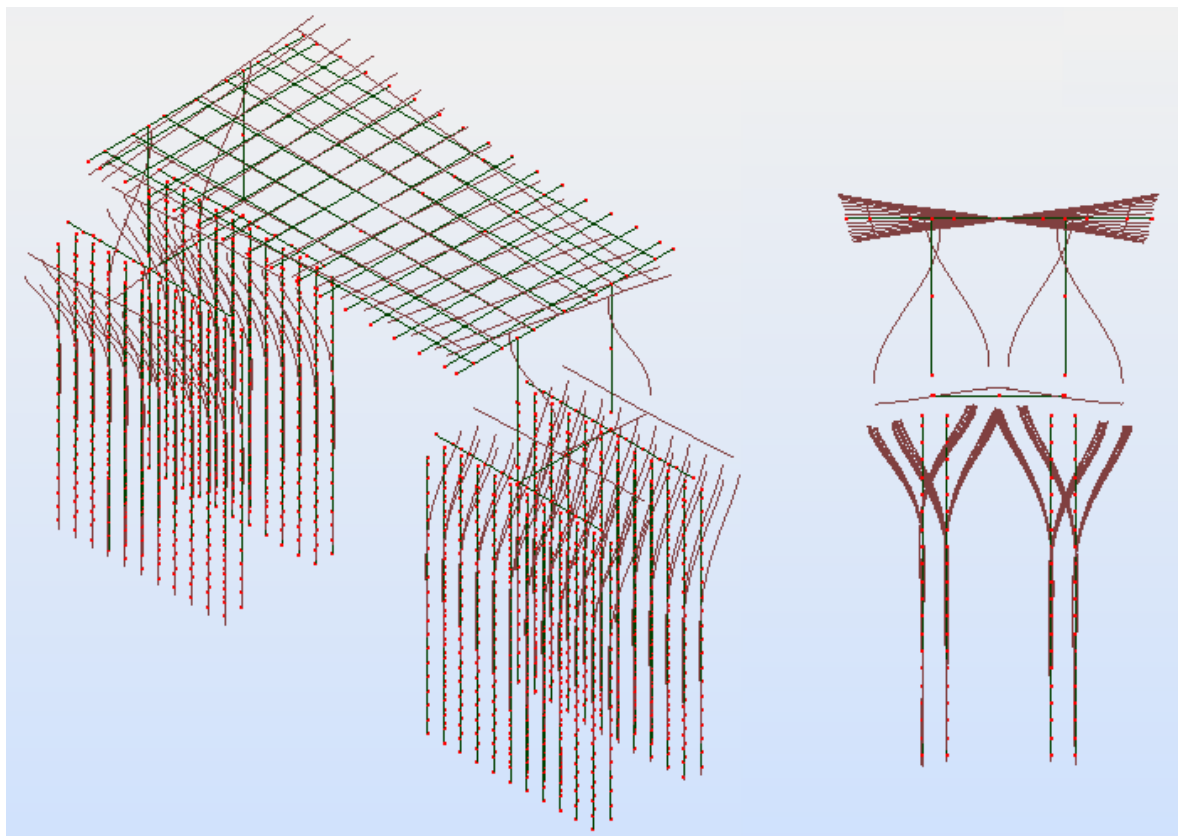


Fig. 4.31 – 14º modo de vibração – transversal e torcional ( $f = 9.07\text{Hz}$ )

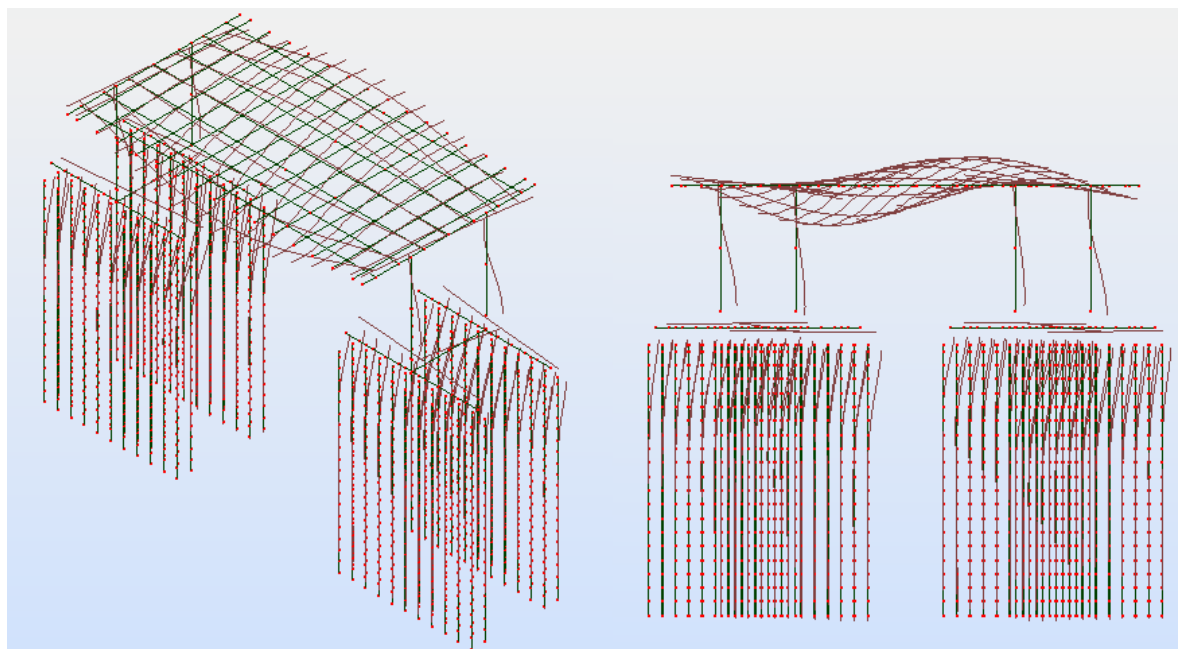


Fig. 4.32 – 15º modo de vibração – transversal e torcional ( $f = 9.38\text{Hz}$ )

Segue-se a apresentação de um resumo dos resultados, anteriormente expostos, para as frequências naturais e para outros parâmetros modais (massa modal efetiva, fator de participação modal).

Quadro 4.6 – Sistematização dos parâmetros modais resultantes da análise modal

Modo	Frequência (Hz)	MME <sub>x</sub> (ton)	MME <sub>y</sub> (ton)	MME <sub>z</sub> (ton)	$\Gamma_x$	$\Gamma_y$	$\Gamma_z$
1	0.94	2142 (80.5%)	0	0	1.46	0	0
2	1.15	0	0	0	0	0	0
3	1.19	0	2389 (89.7%)	0	0	1.55	0
4	3.15	0	0	2623 (98.5%)	0	0	1.62
5	3.35	0	8 (0.3%)	0	0	0.09	0
6	4.99	391 (14.7%)	0	0	-0.63	0	0
7	5.44	0	0	0	0	0	0
8	5.63	0	0	26 (1%)	0	0	-0.16
9	6.59	0	253 (9.5%)	0	0	-0.50	0
10	7.53	0	0	8 (0.3%)	0	0	-0.09
11	7.70	35 (1.3%)	0	0	0.19	0	0
12	8.22	0.0	0	0	0	0	0
13	8.55	48 (1.8%)	0	0	0.22	0	0
14	9.07	0.0	0	0	0	0	0
15	9.38	44 (1.7%)	0	0	-0.21	0	0

#### 4.1.3.1. Influência da não-linearidade no cálculo de frequências

Pelo facto da rigidez do solo ser do tipo não-linear, a quantificação das frequências naturais de vibração da estrutura, em particular as fundamentais, depende do nível de deformação a que o solo está sujeito em cada modo de vibração; o valor da frequência natural é proporcional à rigidez global da estrutura, pelo que uma variação não-linear deste parâmetro repercute-se numa alteração da frequência, função do nível de deformação alcançado. Como tal, a análise modal deve ser executada atendendo à verdadeira mobilização de rigidez da interação solo-estrutura. O seguinte exemplo simples reflete bem a influência desta não-linearidade no cálculo de frequências naturais de vibração.

Imagine-se um pilar isolado de 10 metros em betão armado encastrado na base e com um apoio elástico horizontal (mola translacional) no topo, cuja rigidez assume um comportamento não-linear, onde se aplica uma força lateral na direção da mola no sentido esquerda-direita. Para que esta estrutura possa ter um comportamento equivalente ao de um sistema de um grau de liberdade, o peso próprio do pilar (no caso, 5.2 ton) é concentrado no topo sob a forma de uma força vertical (50.6 kN) a converter em massa para a análise modal; o grau de liberdade a controlar é o deslocamento horizontal no topo do pilar na direção de atuação da força. A modelação deste exemplo é apresentada na Fig. 4.33.



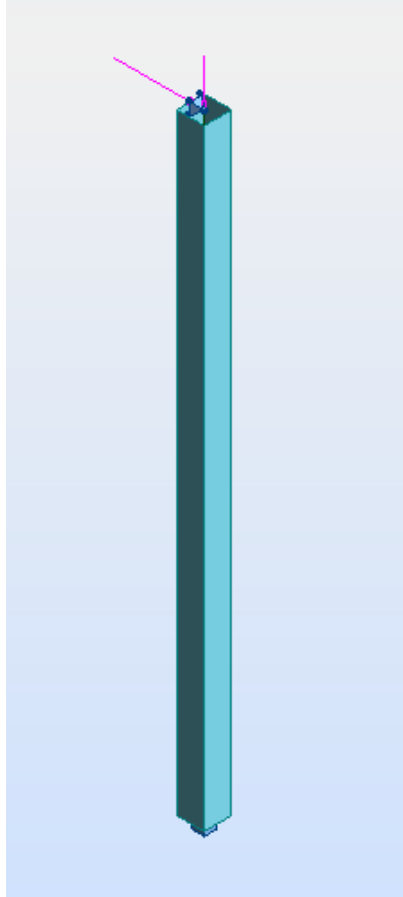


Fig. 4.33 – Modelação do exemplo

A variação, adotada neste exemplo, da rigidez em função da deformação da mola translacional, modelada com um apoio elástico não-linear, é trilinear e representa-se no gráfico da Fig. 4.34.

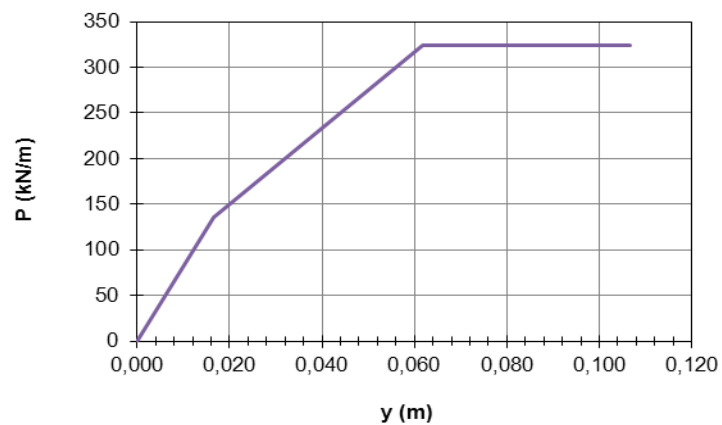


Fig. 4.34 – Curva de mobilização da rigidez da mola do exemplo [10]

Para perceber a influência da não-linearidade da rigidez da mola translacional no cálculo de frequências naturais, serão efetuadas análises modais (*Modal Analysis taking into account static forces*) para quatro intensidades crescentes de força horizontal:

- Força nula, correspondente à análise modal *standard* do *software* comercial *Autodesk Robot Structural Analysis*, em que a rigidez mobilizada é a inicial, a mais elevada, pelo que a frequência fundamental deverá também ela ser a maior dos quatro cenários;
- Força de intensidade 100 kN, mobilizadora da rigidez inicial, pelo que a frequência natural deverá ser igual à da situação anterior;
- Força de intensidade 250 kN, correspondente a um nível de deformação que mobilize a rigidez do 2º troço do gráfico da Fig. 4.33. Sendo esta rigidez inferior à que é mobilizada nos dois cenários anteriores, prevê-se uma frequência natural inferior;
- Força de intensidade 400 kN, situação em que a mola plastifica, passando a rigidez do sistema a ser dada apenas pelo encastramento na base do pilar, pelo que a frequência neste último caso será porventura a menor de todas.

Os resultados para as quatro análises modais supramencionadas estão sistematizadas no Quadro 4.7 e na Figura 4.35 que se seguem.

Quadro 4.7 – Sistematização da sequência de cálculo computacional

Caso	Nome	Força lateral (kN)	Força vertical (kN)	Frequência (Hz)
1	Peso Próprio	-	50.60	-
2	Força nula	0	-	-
3	Força 100kN	100	-	-
4	Força 250kN	250	-	-
5	Força 400kN	400	-	-
6	Modal + '2'	0	50.60	5.90
7	Modal + '3'	100	50.60	5.90
8	Modal + '4'	250	50.60	4.16
9	Modal + '5'	400	50.60	1.14

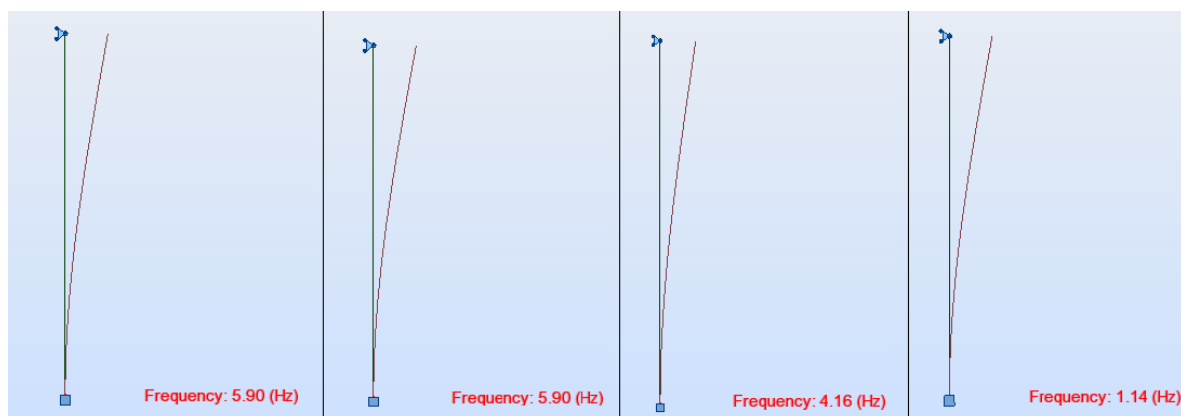


Fig. 4.35 – Modos de vibração e respetivas frequências fundamentais perante as quatro intensidades de força

Tal como esperado, as frequências naturais resultantes da análise modal *standard* (força nula) e da análise modal para uma força que mobiliza a primeira rigidez (100 kN) assumiram o mesmo valor – 5.90 Hz, sendo esta frequência a mais elevada de todos os cenários considerados.

Incrementando a força até aos 250 kN de intensidade, por forma a ser mobilizada a rigidez reduzida (segundo tramo do gráfico da Fig. 4.34), a frequência fundamental passou a valer 4.16 Hz devido ao decréscimo de rigidez da mola para este novo estado de deformação.

Por fim, para uma força de 400 kN, a mola deixa de oferecer resistência ao movimento (terceiro tramo do gráfico da Fig. 4.34), pelo que a frequência natural baixou para 1.14 Hz. Neste sistema de um grau de liberdade, é simples direta a confirmação deste valor de frequência, pois agora a rigidez ao deslocamento horizontal de topo é apenas dada pela rigidez à flexão do pilar:

$$k = \frac{12 EI}{L^3} = 264.75 \text{ kN/m} \quad (4.1)$$

Estando a massa concentrada no topo do pilar, portanto coincidente com o grau de liberdade em análise, a frequência fundamental neste 4º cenário é simplesmente dada por:

$$f = \sqrt{\frac{k}{m}} * \frac{1}{2\pi} = 1.14 \text{ Hz} \quad (4.2)$$

Este raciocínio é generalizável a qualquer tipo de estrutura cujas ligações ao exterior sejam definidas por uma rigidez não-linear, isto é, variável com o nível de deformação dessa mesma ligação, e em que se pretenda obter frequências naturais de vibração.

A não-linearidade material também representa outro fator que influencia a quantificação das frequências, dado que, num cenário sísmico, a ocorrência de danos estruturais é plausível. A plastificação local acarreta incrementos na flexibilidade dos elementos estruturais afetados, pelo que as frequências tenderão a diminuir (mesma massa, menor rigidez, logo menor frequência).

Não obstante a influência da não-linearidade material na quantificação das frequências, esta não vai ser tida em conta nesta secção por falta de dados em relação ao nível de danos previsíveis, isto é, por não ser ainda possível quantificar o decréscimo de rigidez global da estrutura perante um abalo sísmico. Esta quantificação apenas será realizável após serem obtidos resultados de uma análise não-linear (*pushover*), pelo que este assunto voltará a ser abordado mais à frente no relatório.

Quanto à estrutura em análise, a não-linearidade da rigidez da interação solo-estrutura, modelada com apoios elásticos translacionais ao longo da extensão das estacas, pode fazer alterar (reduzir) o valor das frequências naturais obtidas na secção 4.1.3., caso o nível de deformação a que o solo estiver sujeito seja suficientemente alto para se atingir o segundo patamar de rigidez destas molas.

Dado que ainda não foi executado nenhum cálculo sísmico, não é ainda possível determinar o nível de deformação por forma a analisar a influência da não-linearidade da rigidez do solo. Por conseguinte, terão de ser arbitradas forças sísmicas a aplicar à estrutura para ter uma primeira ideia do nível de influência que pode ter este comportamento não-linear, raciocínio este que voltará a ser aplicado, no Capítulo 5, após estar quantificada a ação sísmica.

Arbitrando acelerações sísmicas máximas de 0.5g, dado o elevado risco sísmico associado à Cidade do México [13], a intensidade da solicitação sísmica total valerá, simplificada, o produto da massa da superestrutura, cerca de 2000 toneladas, pela aceleração sísmica supracitada, logo 10 MN. Serão aplicadas forças de 2500 kN nos quatro nós de ligação carlinga-pilar, nas duas direções de atuação sísmica, longitudinal e transversal (Fig. 4.36), para que todos os modos de vibração sejam influenciados pela não-linearidade da interação solo-estrutura, caso o solo plastifique, ainda que localmente, perante o nível de esforço a que é sujeito em cada modo de vibração.

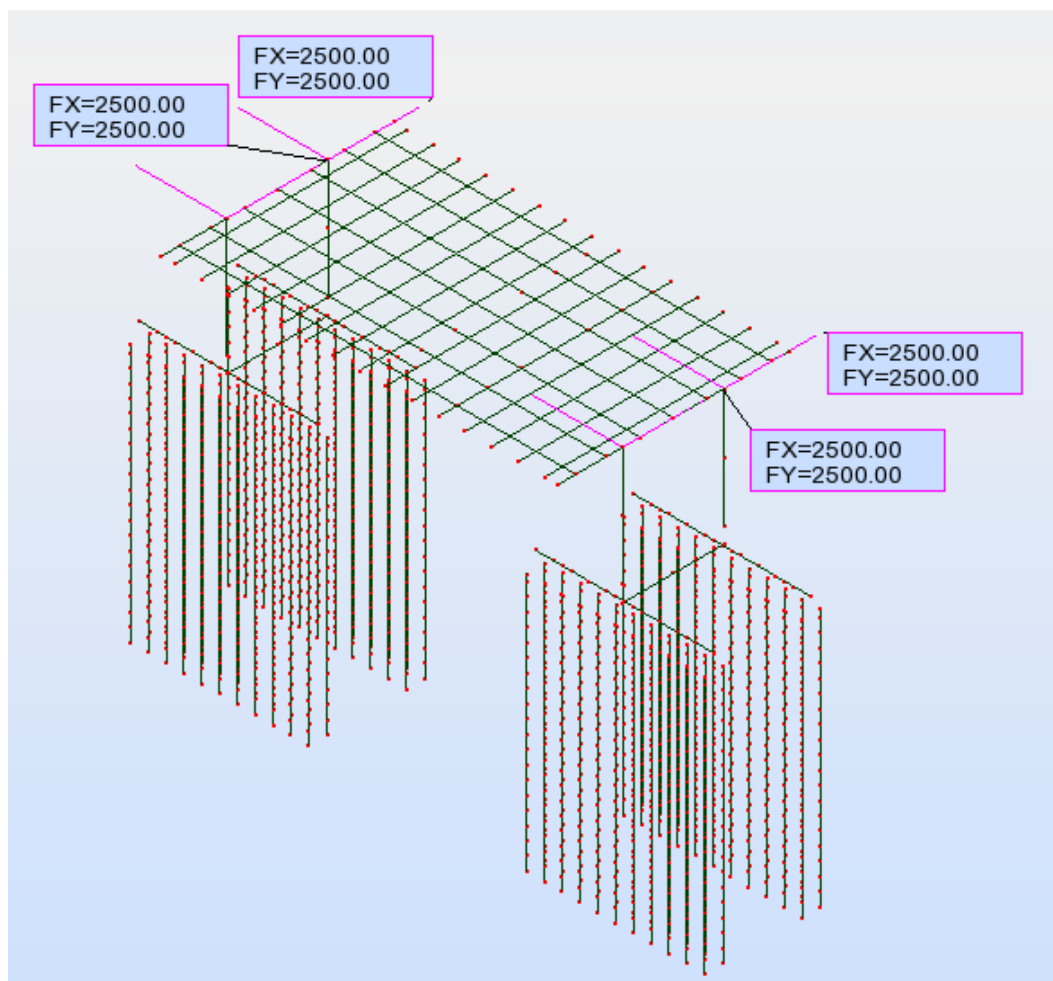


Fig. 4.36 – Forças sísmicas a serem consideradas na nova análise modal

Correndo uma nova análise modal influenciada agora pelo carregamento supracitado (*Modal Analysis taking into account static forces*), obtiveram-se os seguintes resultados para os parâmetros modais:

Quadro 4.8 – Sistematização dos parâmetros modais da nova análise modal

Modo	Frequência (Hz)	MME <sub>x</sub> (ton)	MME <sub>y</sub> (ton)	MME <sub>z</sub> (ton)	$\Gamma_x$	$\Gamma_y$	$\Gamma_z$
1	0.75	1943 (73%)	194 (7.3%)	0	1.39	0.44	0
2	1.02	0	0	0	0	0	0
3	1.08	184 (6.9%)	2212 (83.1%)	0	-0.43	1.49	0
4	2.59	0	0	2644 (99.3%)	0	0	1.63
5	2.75	0	13 (0.5%)	0	0	0.12	0
6	4.70	439 (16.5%)	0	0	0.66	0	0
7	5.10	0	0	0	0	0	0
8	5.34	0	0	8 (0.3%)	0	0	0.09
9	6.18	0	226 (8.5%)	0	0	-0.47	0
10	7.33	3 (0.1%)	0	3 (0.1%)	0	0	-0.05
11	7.35	16 (0.6%)	0	0	-0.13	0	0
12	7.69	0	0	0	0	0	0
13	8.22	53 (2.0%)	0	0	0.23	0	0
14	8.78	0	0	0	0	0	0
15	9.18	27 (1.0%)	0	0	0.17	0	0

Pela análise dos novos resultados para as frequências naturais, que constam no Quadro 4.8, é possível concluir que este carregamento e o correspondente nível de deformação fazem reduzir a rigidez global da estrutura, isto é, em algumas molas, a verdadeira rigidez solicitada é inferior à que é considerada na análise modal *standard* pois o solo foi deformado para lá do limite elástico (1º tramo da rigidez).

Quadro 4.9 – Resultados para as frequências naturais segundo as duas análises modais efetuadas

Modo	Frequência linear (Hz)	Frequência não-linear (Hz)	$\Delta$ (%)
1	0.94	0.75	-20
2	1.15	1.02	-11
3	1.19	1.08	-9
4	3.15	2.59	-18
5	3.35	2.75	-18
6	4.99	4.70	-6
7	5.44	5.10	-6
8	5.63	5.34	-5
9	6.59	6.18	-6
10	7.53	7.33	-3
11	7.70	7.35	-5
12	8.22	7.69	-6
13	8.55	8.22	-4
14	9.07	8.78	-3
15	9.38	9.18	-2

A influência da não-linearidade da interação solo-estrutura fez-se sentir principalmente nos primeiros modos de vibração, com reduções do valor da frequência na ordem dos 20%, pois são aqueles em que maior volume de solo plastifica.

Importa notar as importantes variações também ocorridas nos valores dos parâmetros modais (fator de participação modal e massa modal efetiva), desvios estes que podem fazer alterar significativamente os esforços na estrutura e potenciar efeitos tridimensionais importantes, dado que os modos de vibração de frequência mais elevada ganham agora maior relevância para a resposta total da estrutura, em detrimento dos modos fundamentais.

## 4.2. ESPECTROS DE ACELERAÇÕES SÍSMICAS

Um espectro de acelerações sísmicas é uma envolvente dos valores máximos registados para esse parâmetro em sistemas de um grau de liberdade de diferente período estrutural sob a atuação de diferentes solicitações dinâmicas, tal como sismos e vibrações induzidas. Como tal, um espectro reproduz o pior cenário em termos de acelerações sísmicas máximas experienciadas para uma certa estrutura em análise, para um determinado período de retorno.

Para o cálculo sísmico foram considerados dois espectros de acelerações distintos, sendo um proveniente da regulamentação mexicana e o outro elaborado com recurso à vibração natural *in-situ*. Para que seja possível realizar análises lineares numa estrutura que irá apresentar um comportamento não-linear material, são necessários os espectros de cálculo, para os quais as acelerações sísmicas máximas dos espectros lineares são divididas pelo coeficiente de comportamento ( $Q$ ), ou por um coeficiente proporcional ao anterior ( $Q'$ ), para atentar ao comportamento não-linear material.

Por conseguinte, os esforços decorrentes das análises elásticas baseadas em espectros de cálculo são os que, previsivelmente, afetarão a estrutura num evento sísmico, pelo que são os de dimensionamento a combinar com os esforços de cálculo das restantes ações da combinação sísmica; quanto à deformação que resulta destas análises, esta é inevitavelmente inferior à que realmente ocorrerá, mas não necessariamente na proporção do valor do coeficiente de comportamento.

### 4.2.1. OBTENÇÃO DE ESPECTROS REGULAMENTARES

#### 4.2.1.1. Secretaria de Comunicações e Transportes (SCT)

A norma *N-PRY-CAR-6-01-005* [5], em que *PRY* é de *Proyecto* (Projeto), *CAR* de *Carreteras* (Estradas), *6-01* é para novas pontes e estruturas similares e *005* para a análise sísmica, do SCT, permite a elaboração de espectros elásticos e de cálculo, necessários para o cálculo sísmico de estruturas, em função da sua localização no território mexicano e do tipo de solo de fundação.

Quanto ao primeiro critério, a seguinte imagem mapeia a divisão do território mexicano em cinco zonas sísmicas, de A a E, associados a níveis de risco distintos. No caso, a Cidade do México, Distrito Federal (D. F. na Fig. 4.37), está associada à zona E da norma do SCT.

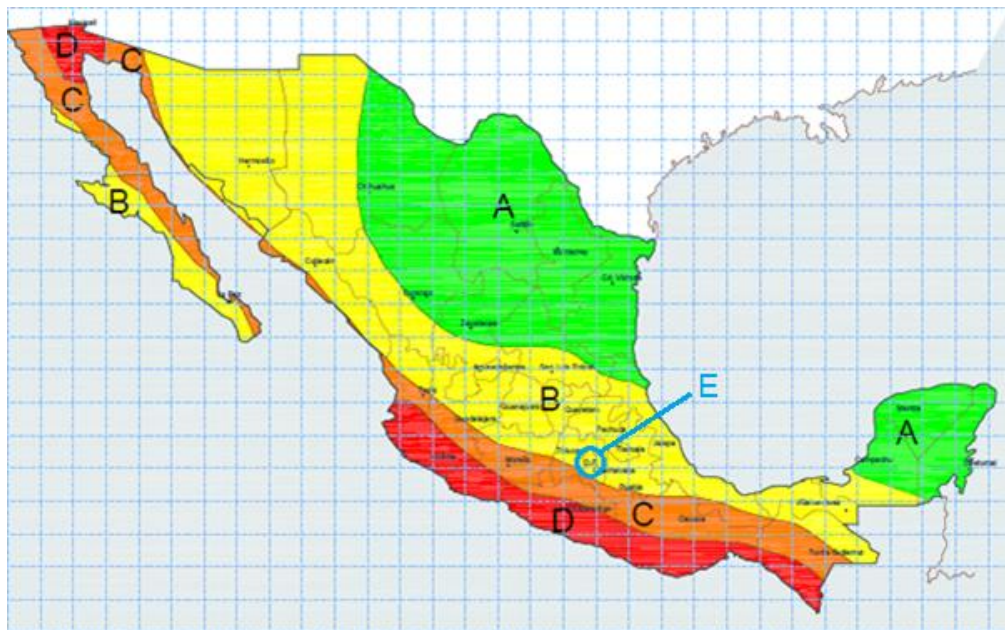


Fig. 4.37 – Zonamento sísmico do México; Cidade do México assinalada a azul – zona E [17]

Quanto à classificação do solo, esta norma distingue três tipologias (I, II e III) que são função da estratificação existente e da composição geológica associada aos diferentes estratos:

- Tipo I – solos cujo estrato superior é constituído por solos rígidos e estáveis ou por solos rochosos de qualquer natureza de espessura não inferior a 60 metros;
- Tipo II – solos cujo estrato superior é constituído por argilas semirrígidas ou por solos coesivos de espessura igual ou superior a 9 metros, sobrejacente a um estrato composto por solos rígidos e estáveis ou rochosos de qualquer natureza não inferior a 60 metros;
- Tipo III – solos cujo estrato superior é formado por lodo ou argilas moles de espessura igual ou superior a 12 metros, sobrejacente a um estrato constituído por solos rígidos e estáveis ou rochosos de qualquer natureza não inferior a 60 metros.

De acordo com o que foi exposto na secção 3.2, o solo de fundação é composto por um estrato de argila mole de espessura superior a 12 metros, pelo que a tipologia associada ao caso em estudo é a III.

Segue-se a apresentação da metodologia de elaboração do espectro elástico de acelerações sísmicas, de acordo com a Figura 4.38, as fórmulas 4.3, 4.4 3 4.5 e o Quadro 4.10

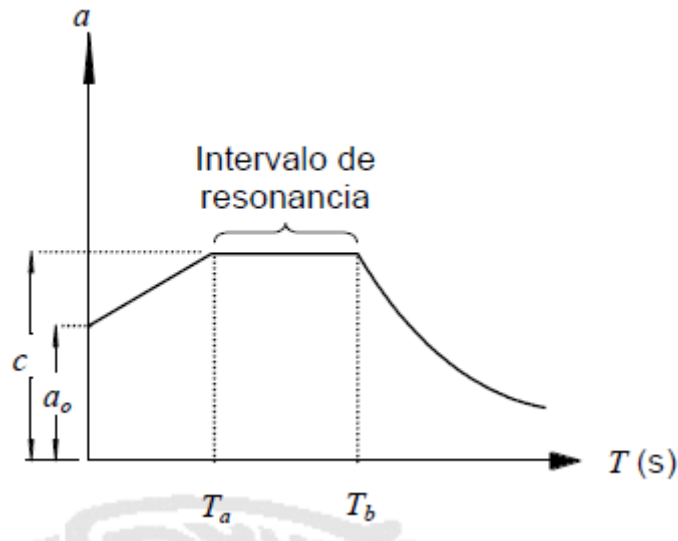


Fig. 4.38 – Esquemática do espectro elástico e da parametrização necessária [17]

$$\text{Para } 0 < T < T_a : \quad a = a_o + \frac{c - a_o}{T_a} T \quad (4.3)$$

$$\text{Para } T_a < T < T_b : \quad a = c \quad (4.4)$$

$$\text{Para } T_b < T : \quad a = c \left( \frac{T_b}{T} \right)^r \quad (4.5)$$



Quadro 4.10 – Parâmetros para elaboração do espectro elástico regulamentar do SCT

Zona sísmica	Tipo de solo	$a_0$	$c$	$T_a$ (s)	$T_b$ (s)	$r$
A	I	0.02	0.08	0.2	0.6	1/2
	II	0.04	0.16	0.3	1.5	2/3
	III	0.05	0.20	0.6	2.9	1
B	I	0.04	0.14	0.2	0.6	1/2
	II	0.08	0.30	0.3	1.5	2/3
	III	0.10	0.36	0.6	2.9	1
C	I	0.09	0.36	0.2	0.6	1/2
	II	0.13	0.50	0.3	1.4	2/3
	III	0.16	0.64	0.6	1.9	1
D	I	0.13	0.50	0.2	0.6	1/2
	II	0.17	0.68	0.3	1.2	2/3
	III	0.21	0.86	0.6	1.7	1
E	I	0.04	0.16	0.2	0.6	1/2
	II	0.08	0.32	0.3	1.5	2/3
	III	<b>0.10</b>	<b>0.40</b>	<b>0.6</b>	<b>3.9</b>	<b>1</b>

#### 4.2.1.2. Normas Técnicas Complementares (NTC)

Do *Regulamento de Construções para o Distrito Federal (RCDF)* fazem parte as *Normas Técnicas Complementares para o Dimensionamento Sísmico*, NTC DS [6], que são aplicáveis especificamente ao Distrito Federal, logo também à Cidade do México, pelo que dependem apenas do local exato onde a estrutura se insere, dado que a tipologia de terreno já se conhece à partida: argilas moles devido ao historial geológico da formação desta cidade, já mencionado na secção 3.2.

No caso, as obras-de-arte serão construídas na subzona designada por IIIb.

A metodologia para a construção do espectro elástico (Fig. 4.39 e Quadro 4.11) é idêntica à do SCT.

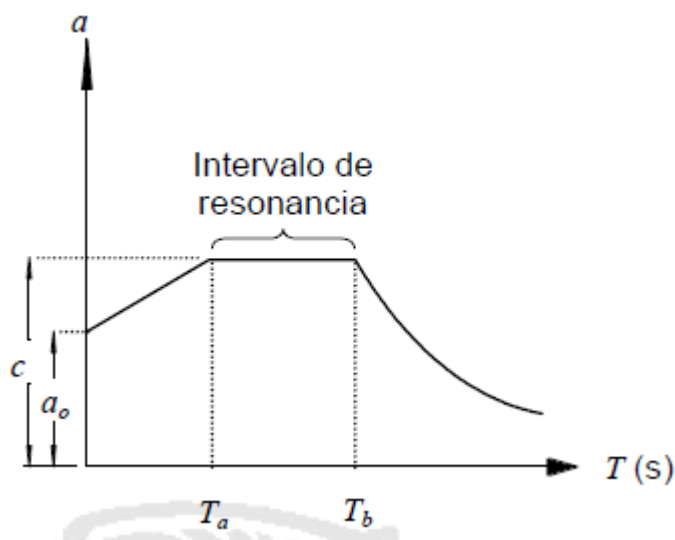


Fig. 4.39 – Esquemática do espectro elástico e da parametrização necessária, idênticos aos do SCT [17]

$$\text{Para } 0 < T < T_a : \quad a = a_o + \frac{c - a_o}{T_a} T \quad (4.6)$$

$$\text{Para } T_a < T < T_b : \quad a = c \quad (4.7)$$

$$\text{Para } T_b < T : \quad a = c \left( \frac{T_b}{T} \right)^r \quad (4.8)$$

Quadro 4.11 – Parâmetros para elaboração do espectro elástico regulamentar do NTC DS

Subzona sísmica	c	a <sub>o</sub>	T <sub>a</sub> (s)	T <sub>b</sub> (s)	r
I	0.16	0.04	0.20	1.35	1.0
II	0.32	0.08	0.20	1.35	1.33
IIIa	0.40	0.10	0.53	1.8	2.0
<b>IIIb</b>	<b>0.45</b>	<b>0.11</b>	<b>0.85</b>	<b>3.0</b>	<b>2.0</b>
IIIc	0.40	0.10	1.25	4.2	2.0
IIId	0.30	0.10	0.85	4.2	2.0

#### 4.2.2. ESPECTRO ELÁSTICO REGULAMENTAR

Dos dois espectros elásticos regulamentares apresentados, um para a norma *N-PRY-CAR-6-01-005* do SCT e outro para a norma NTC DS, o mais condicionante é o segundo porque, apesar do intervalo de períodos ( $T$ ) do patamar de acelerações constantes (*intervalo de resonancia* das Figuras 4.38 e 4.39) ser inferior ao do espectro do SCT, é o que tem associado o maior valor de acelerações sísmicas máximas nesse patamar ( $c$ ), sendo esse patamar suficientemente amplo para abranger a maioria dos típicos períodos de vibração de estruturas regulares; no caso, os períodos fundamentais da estrutura em análise variam de 0.85 a 1.33 segundos (Quadro 4.9), pelo que o espectro NTC DS é o condicionante por ter o maior valor para  $c$ . Importa referir que ambos os espectros elásticos seguem o mesmo método de redução face ao coeficiente de comportamento para que resulte o espectro de cálculo, daí que o raciocínio exposto neste parágrafo de comparação de espectros apenas pelo valor de  $c$  é coerente.

Por conseguinte, nas análises que se realizaram e que serão apresentadas no Capítulo 5, o espectro regulamentar adotado é o do NTC DS (Fig. 4.40).

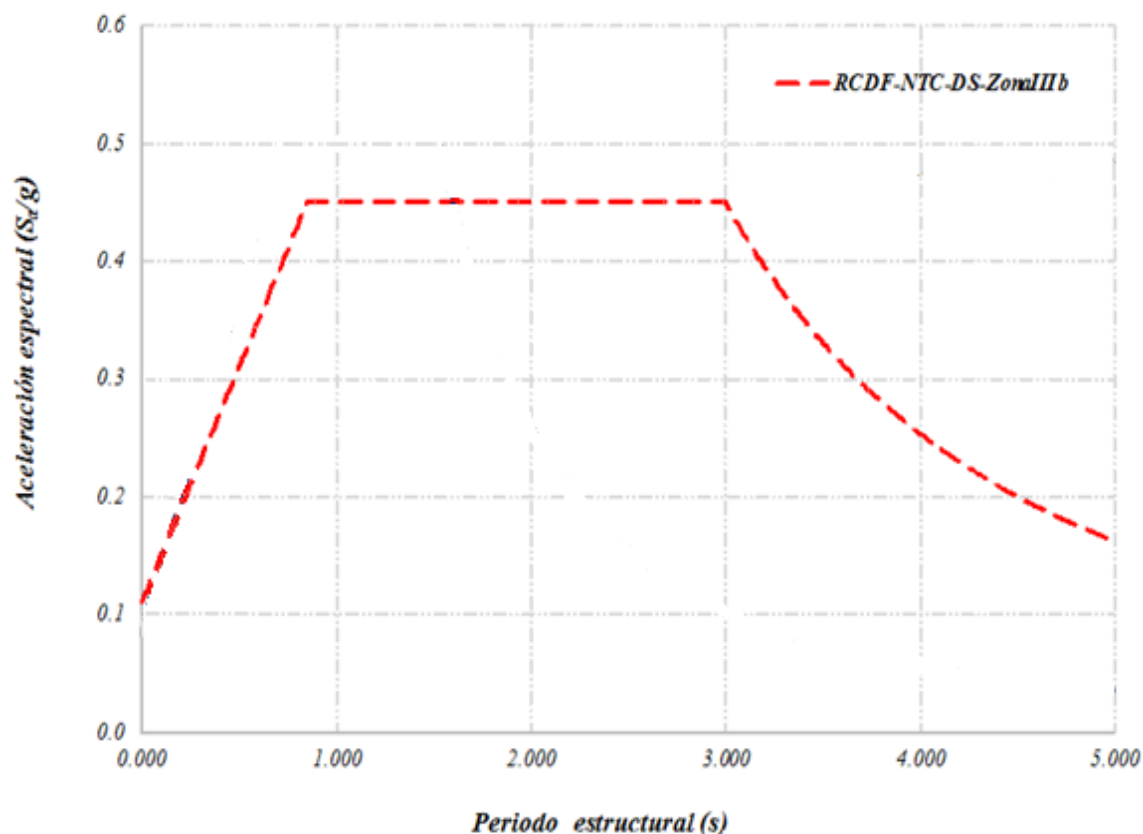


Fig. 4.40 – Espectro elástico regulamentar, adaptado de [10]

O espectro elástico regulamentar anteriormente apresentado (Fig. 4.40) deve agora ser ampliado pelo coeficiente de importância da obra, no caso, 1.5 [10], que, pragmaticamente, simboliza um aumento de 50% do período de retorno admitido para a ocorrência de um sismo nesta zona.

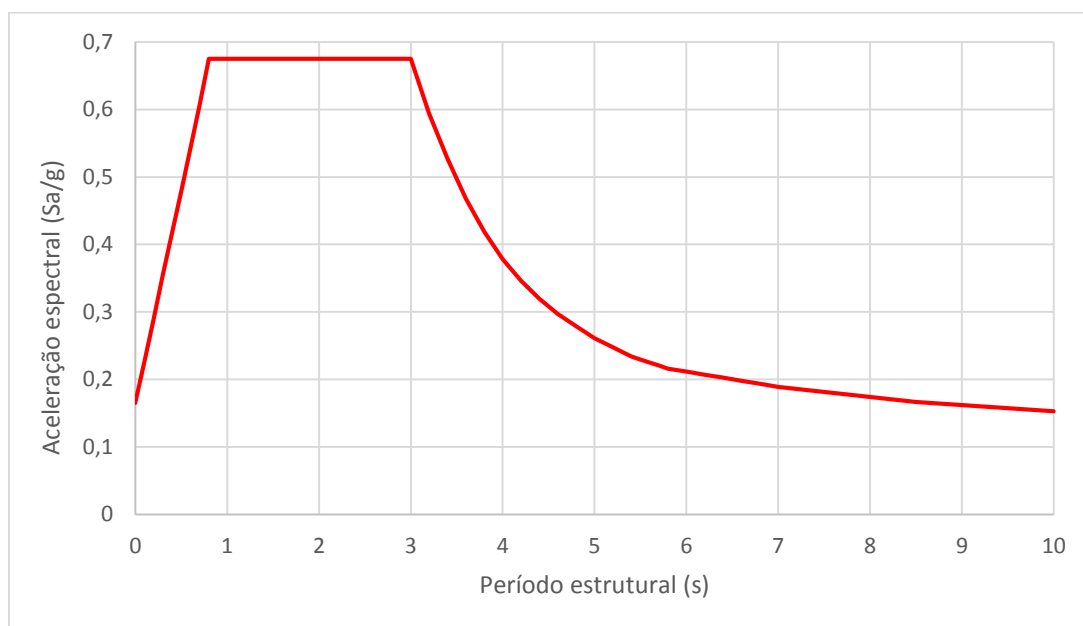


Fig. 4.41 – Espectro elástico regulamentar escalado pelo coeficiente de importância

## 4.2.3. QUANTIFICAÇÃO DO COEFICIENTE DE COMPORTAMENTO

## 4.2.3.1. Secretaria de Comunicações e Transportes (SCT)

A norma *N-PRY-CAR-6-01-005* [5] do SCT estabelece critérios ao nível da ductilidade e da configuração estrutural que, quando cumpridos pela estrutura em análise, possibilitam que esta possa ser dimensionada para um determinado coeficiente de comportamento:

Quadro 4.12 – Critérios para a quantificação do coeficiente de comportamento, segundo o SCT

Q	Características estruturais exigidas
4	Estrutura de betão armado, pré-esforçado ou metálica cuja superestrutura forma um <i>marco dúctil</i> (pórtico dúctil dimensionado segundo a presente norma) com os elementos da infraestrutura
2	Estrutura em que a força sísmica é resistida por um único pilar, sendo este contínuo com o tabuleiro da superestrutura

## 4.2.3.2. Normas Técnicas Complementares (NTC)

A norma NTC DS [6] determina requisitos ao nível da ductilidade e da configuração estrutural que, quando satisfeitos pela estrutura em estudo, viabilizam o dimensionamento da mesma para um determinado coeficiente de comportamento:

Quadro 4.13 – Critérios para a quantificação do coeficiente de comportamento, segundo o NTC DS

Q	Características estruturais exigidas
4	A resistência da estrutura ao sismo é garantida exclusivamente por pórticos dúcteis metálicos, de betão armado ou mistos dimensionados segundo a presente norma e capazes de resistir a pelo menos 50% da intensidade da força sísmica atuante
3	A resistência da estrutura ao sismo é garantida exclusivamente por pórticos dúcteis metálicos, de betão armado ou mistos dimensionados segundo a presente norma
2	A resistência da estrutura ao sismo é garantida exclusivamente por pórticos metálicos, de betão armado ou mistos que não cumpram os requisitos normativos para serem considerados dúcteis

Dado que não é possível saber *à priori* a capacidade resistente da estrutura antes de a dimensionar, não é certo que esta venha a ser capaz de resistir a pelo menos 50% da ação sísmica (requisito necessário para  $Q = 4$ ), pelo que o valor adotado para o coeficiente de comportamento será **3**.

## 4.2.4. ESPECTRO DE CÁLCULO REGULAMENTAR

O raciocínio de proporcionalidade entre o espectro elástico e o de cálculo, em que o segundo é obtido a partir do primeiro dividindo-o pelo coeficiente de comportamento, aplica-se a todos os tramos do espectro regulamentar, exceto ao primeiro, aquele que antecede o patamar de acelerações constantes, sendo este tramo do espectro de cálculo obtido a partir do espectro elástico dividindo-o, não por  $Q$ , mas por  $Q'$  (4.9), daí o seu traçado curvilíneo (Fig. 4.42).

$$Q' = 1 + \frac{T}{T_a} * (Q - 1) \quad (4.9)$$

Para a subzona IIIb, o valor do período que separa os dois primeiros tramos ( $T_a$ ) vale 0.85 segundos.

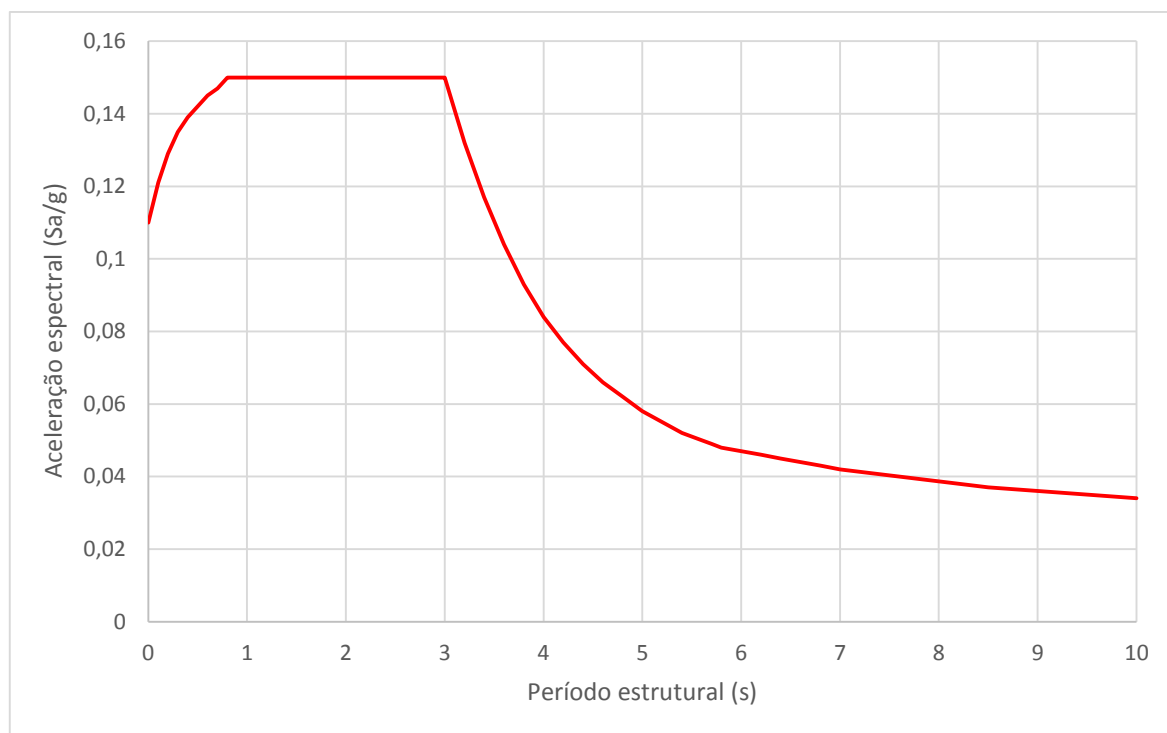


Fig. 4.42 – Espectro de cálculo regulamentar

O espectro a introduzir no *software* comercial *Autodesk Robot Structural Analysis* para a análise espectral e do qual também se extrairão acelerações sísmicas máximas relativas aos modos fundamentais para a análise simplificada resulta da ampliação do espectro da Fig. 4.42 pelo coeficiente de importância da obra, no caso, 1,5.

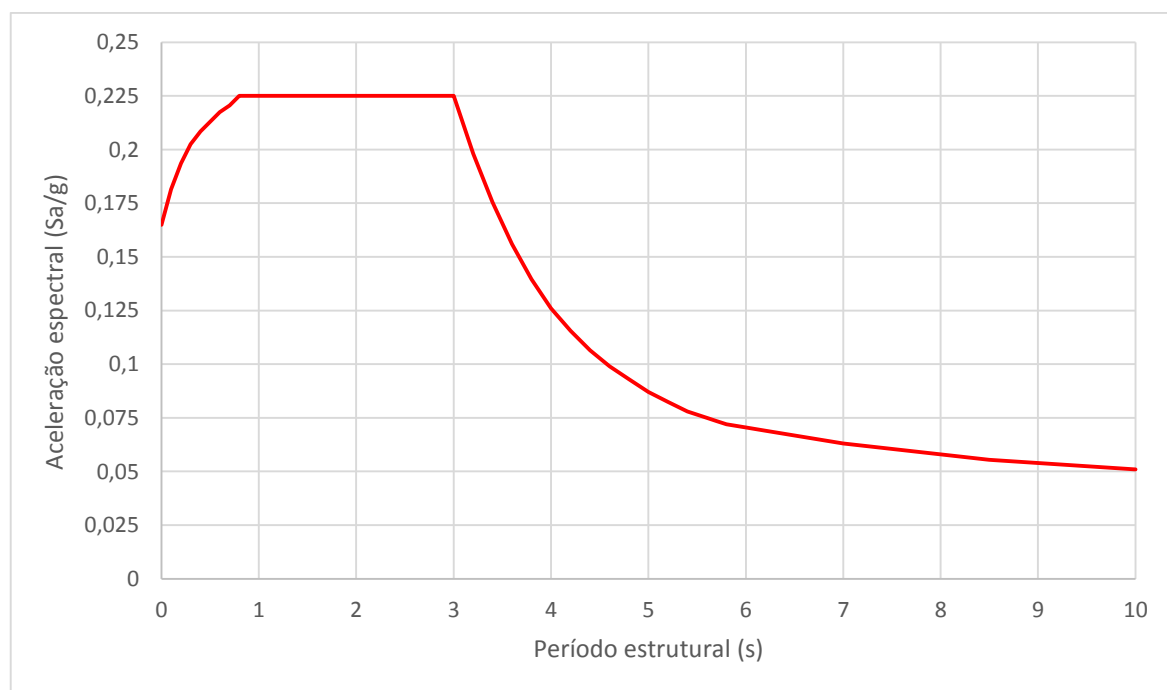


Fig. 4.43 – Espectro de cálculo regulamentar escalado pelo coeficiente de importância

#### 4.2.5. OBTENÇÃO DO ESPECTRO ELABORADO COM RECURSO À VIBRAÇÃO NATURAL IN-SITU

O apêndice A da norma NTC DS permite obter um espectro elástico com base em dados obtidos por vibração natural realizada no local (*in-situ*), cujo procedimento, por ser moroso e dispensável no âmbito desta tese, não será apresentado, sendo apenas reproduzido o espectro elástico resultante:

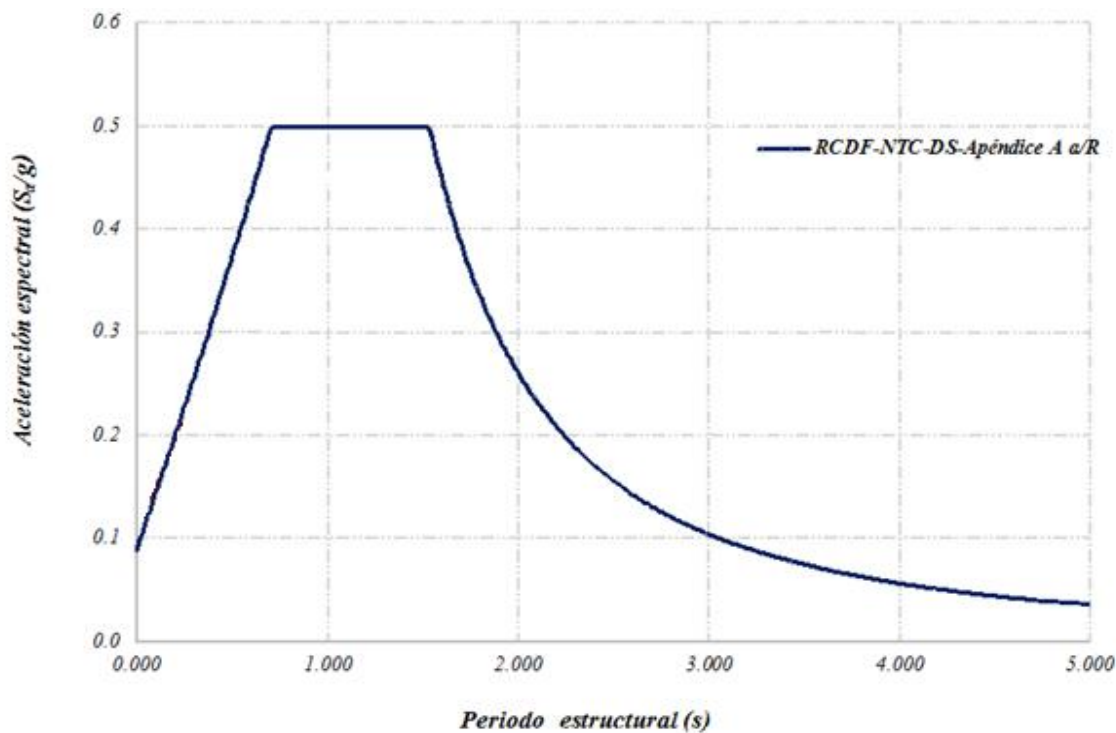


Fig. 4.44 – Espectro elástico elaborado *in-situ*, adaptado de [10]

O espectro elástico elaborado com recurso à vibração natural *in-situ* anteriormente apresentado na Figura 4.44 deve ser igualmente ampliado pelo coeficiente de importância da obra – 1,5.

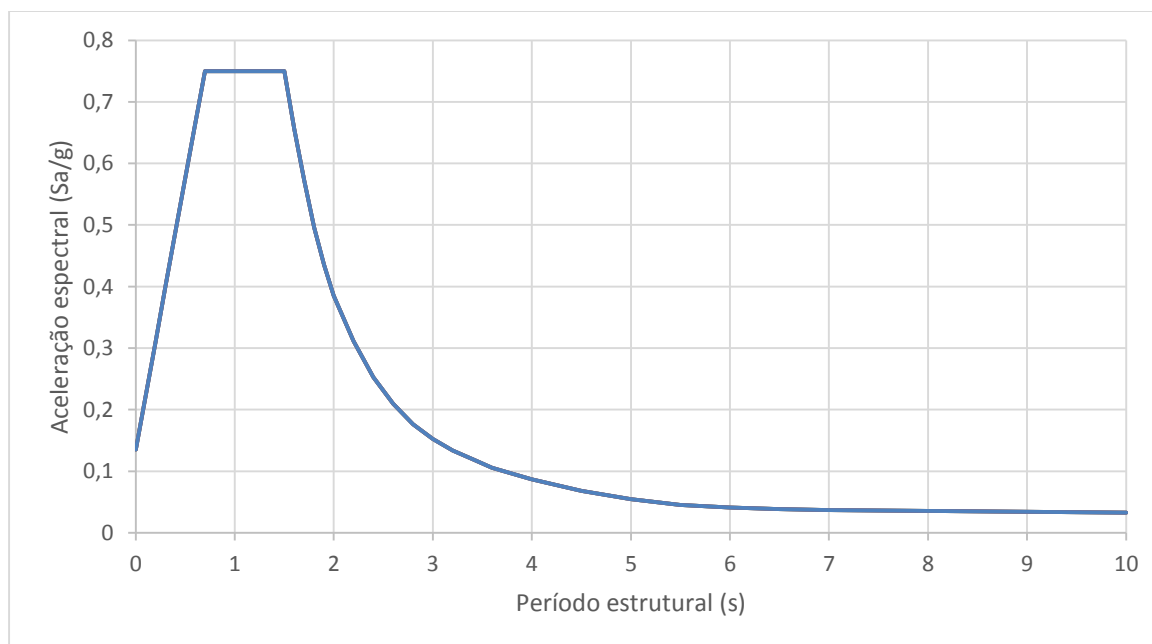


Fig. 4.45 – Espectro elástico elaborado *in-situ* escalado pelo coeficiente de importância

#### 4.2.6. ESPECTRO DE CÁLCULO ELABORADO IN-SITU

No caso do espectro elaborado *in-situ*, a não proporcionalidade entre os espectros elástico e de cálculo estende-se a todos os tramos, em que o segundo é obtido a partir do primeiro pela divisão por  $Q'$ , de acordo com as expressões 4.4, 4.5 e 4.6 para o primeiro, segundo e terceiro tramos, respetivamente.

$$Q' = 1 + (Q - 1) * \sqrt{\frac{\beta}{k}} * \frac{T}{T_a} \quad (4.10)$$

$$Q' = 1 + (Q - 1) * \sqrt{\frac{\beta}{k}} \quad (4.11)$$

$$Q' = 1 + (Q - 1) * \sqrt{\frac{\beta p}{k}} \quad (4.12)$$

Os resultados do ensaio de vibração-livre para estes parâmetros foram: 1 para  $\beta$  e 0.72 para  $k$  [10]. Quanto ao valor de  $p$ , este é função do período de vibração:

$$p = k + (1 - k) * \left(\frac{T_b}{T}\right)^2 \quad (4.13)$$

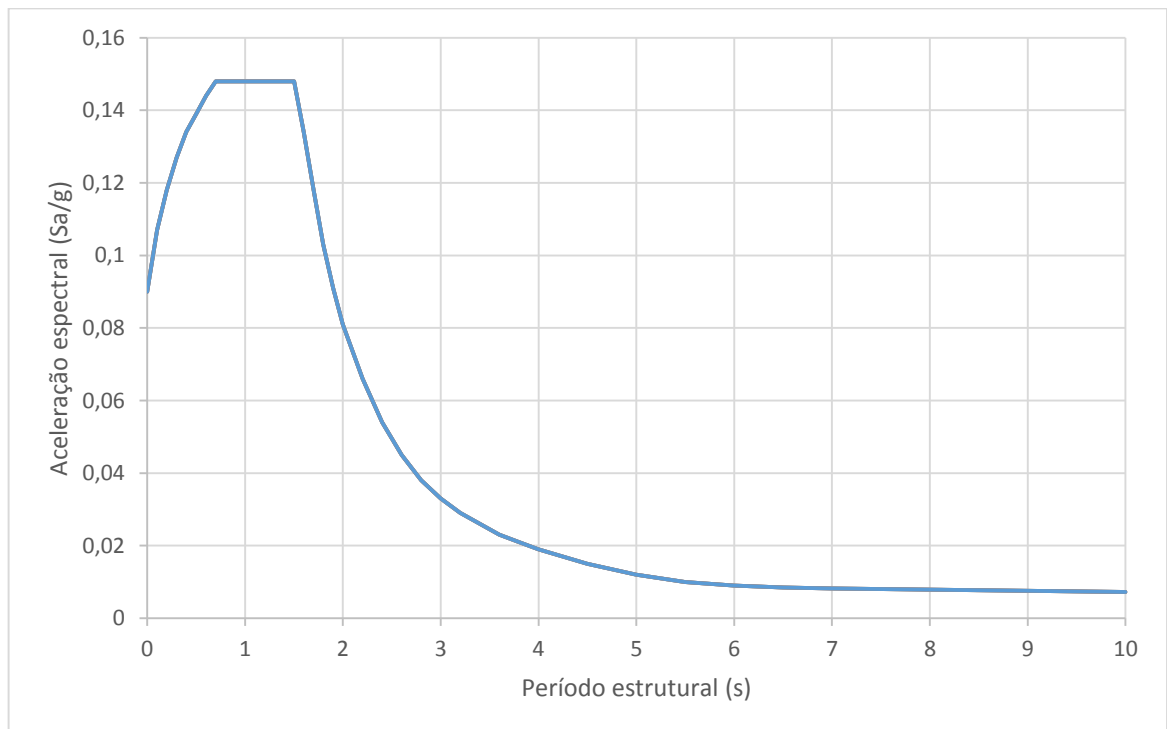


Fig. 4.46 – Espectro de cálculo elaborado *in-situ*

O espectro a introduzir no *Robot* para a análise espectral e do qual também se extrairão acelerações sísmicas máximas relativas aos modos fundamentais para a análise simplificada resulta da ampliação do espectro acima representado (Fig. 4.46) pelo coeficiente de importância da obra – 1.5.

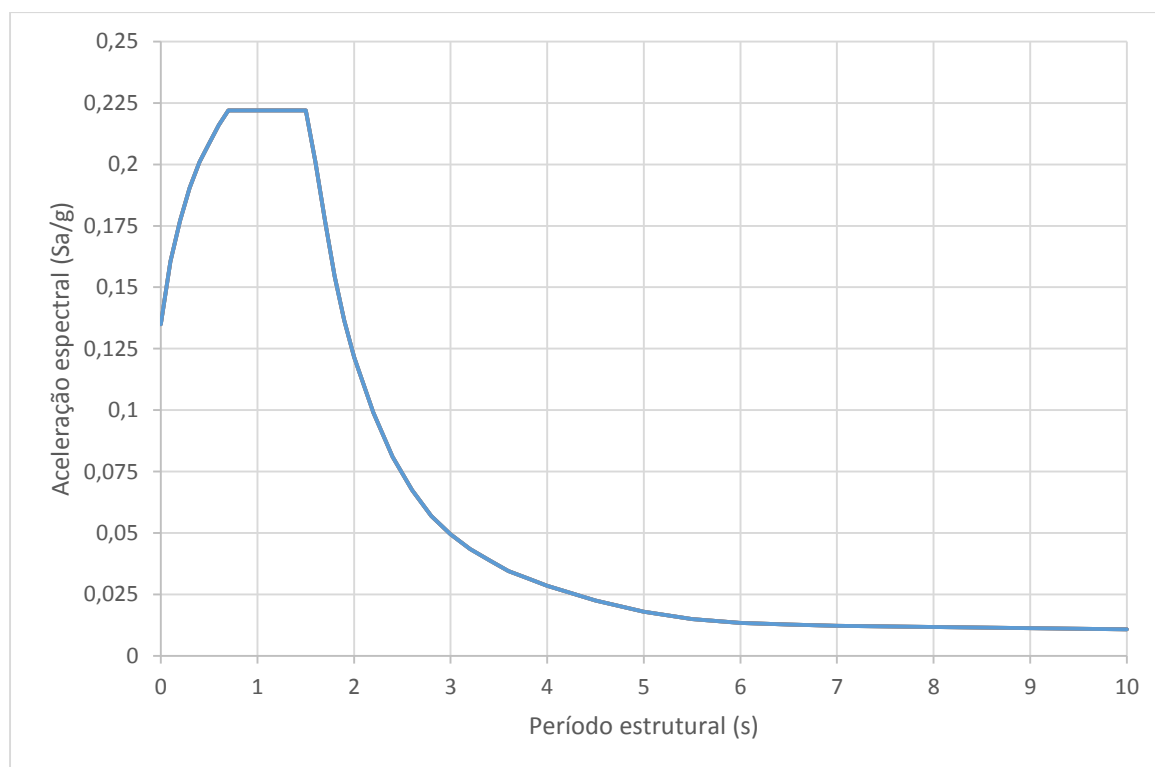


Fig. 4.47 – Espectro de cálculo elaborado *in-situ* escalado pelo coeficiente de importância

Os dois espectros de cálculo adotados, o regulamentar (Fig. 4.43) e o elaborado com recurso à vibração natural *in-situ* (Fig. 4.47), distinguem-se essencialmente no patamar de acelerações constantes, o qual, apesar de estar associado a uma aceleração de pico similar (cerca de  $2.2 \text{ m/s}^2$ ), tem extensões bastante distintas: o espectro regulamentar tem um patamar de acelerações constantes deveras amplo, entre os períodos de 0.85 e 3 segundos, que cobre a esmagadora maioria dos períodos fundamentais das estruturas correntes; no caso do espectro elaborado *in-situ*, o patamar estende-se até a um período de 1.5 segundos. De uma forma geral, o espectro regulamentar é mais gravoso e condicionante para as análises sísmicas a efetuar por apresentar acelerações máximas mais elevadas para todos os períodos estruturais do que as do espectro elaborado *in-situ*.



## 5

## ANÁLISE DE DIFERENTES ABORDAGENS PARA O CÁLCULO SÍSMICO

### 5.1. INTRODUÇÃO

Em Engenharia Civil, dada a impossibilidade de ser estudado o comportamento sísmico das estruturas à escala real, isto é, não sendo pragmaticamente exequível construir uma réplica para cada estrutura que se pretende estudar e sujeitá-la a abalos sísmicos, surgiram ao longo dos anos diferentes tipos de análises que recorrem à modelação numérica e que se baseiam na resolução de sistemas de equações de equilíbrio, teoricamente aprovados e consagrados na Engenharia de Estruturas.

Excetuam-se, ao que foi exposto, as mesas vibratórias [18] que, de facto, podem simular a resposta sísmica de estruturas, ainda que geralmente a uma escala inferior – a maior *earthquake shaking table* pertence ao laboratório *NIED 'E-Defence'*, sito em Miki City, no Japão [19], e já permitiu testar várias estruturas sob a ação sísmica à escala real, de onde se destaca o teste de um edifício de 6 andares (17 metros de altura) em betão armado sob o sismo de Hyogoken-Nanbu de 1995. A primeira mesa vibratória de que há registo data a 1893 e foi inventada na Universidade de Tokyo; atualmente existe mais de uma centena destas mesas espalhadas pelos cinco continentes, concentrando-se a esmagadora maioria na Ásia. Estas simulam as acelerações experienciadas pelo solo num evento sísmico sob a forma de impulsos hidráulicos na base das estruturas em análise, consonantes com o acelerograma escolhido para o efeito. Frequentemente, procura-se reproduzir um sismo historicamente importante com base nos acelerogramas registados (*time histories*).

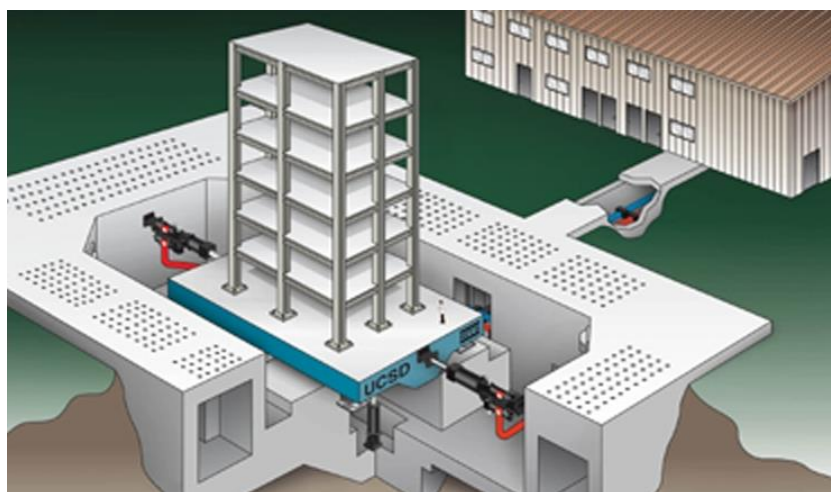


Fig. 5.1 – Funcionamento de uma mesa vibratória

No âmbito desta tese, a análise e cálculo sísmicos recorrerão às supracitadas modelações numéricas e resoluções de equações de equilíbrio operadas pelos *softwares Autodesk Robot Structural Analysis (Robot)* e *Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees)*, onde serão levadas a cabo três tipos diferentes de análises, duas lineares (uma estática e outra dinâmica) em *Robot* e uma estática não-linear em *OpenSees*, da estrutura porticada em estudo, sendo feita uma apresentação e explicação do procedimento de cálculo de cada uma, estabelecendo-se comparações qualitativas e quantitativas entre as três abordagens e tecendo-se comentários quanto à maior ou menor aproximação à realidade e adequação da implementação de cada tipo de análise num contexto sísmico. Adicionalmente, será discutida a pertinência e a aplicabilidade de uma análise dinâmica não-linear face às restantes.

## 5.2. ANÁLISE LINEAR SIMPLIFICADA

### 5.2.1. INTRODUÇÃO

Esta análise simula a complexa solicitação sísmica como podendo ser representada por uma simples força aplicada de forma estática ao nível do tabuleiro, designada por força estática equivalente, convenientemente distribuída pelo mesmo, a qual representa a força de inércia que surge quando a massa da estrutura é acelerada devido ao movimento do solo. A intensidade desta solicitação é proporcional à aceleração sísmica máxima ( $S_a$ ), proveniente do espectro e correspondente à frequência fundamental na direção em análise, e à massa mobilizada ( $m$ ) e é dada pela seguinte expressão:

$$F = m * S_a \quad (5.1)$$

Toda a análise é feita em regime elástico, considerando inalteradas as propriedades geométricas e mecânicas dos elementos estruturais. Porém, para que um dimensionamento economicamente exequível possa ser feito, as estruturas são calculadas para uma ação sísmica reduzida pelo coeficiente de comportamento, simulando a capacidade de dissipação de energia por via da deformação inelástica dos elementos estruturais previamente preparados para acomodar essas plastificações. Como tal, a aceleração sísmica adotada nesta abordagem é extraída de um espectro inelástico (de cálculo).

A quantificação do coeficiente de comportamento depende de alguns critérios, entre os quais, a configuração estrutural e a ductilidade das secções críticas para a sequencial formação de rótulas plásticas, função da quantidade e da qualidade da pormenorização da armadura transversal aí existente.

As análises estáticas lineares são altamente simplistas, logo adequadas a um ambiente de projeto, mas são apenas válidas e credíveis se forem verificados diversos pressupostos, dos quais se destacam:

- A resposta da estrutura deve ser comandada pelo primeiro modo de vibração nessa direção, o fundamental, isto é, a massa modal efetiva a ele associada deve totalizar ou aproximar-se bastante da massa total da estrutura (90~100%) por forma a que os restantes modos de vibração não tenham impacte significativo na resposta total;
- A massa e a rigidez devem estar simetricamente distribuídas pela estrutura para que os efeitos 3D não sejam expressivos;
- Os elementos estruturais principais devem ter ductilidade suficiente para que a estabilidade global da estrutura não seja posta em causa.

Os esforços resultantes desta abordagem para o cálculo sísmico são os de dimensionamento, pelo que podem ser diretamente combinados com os esforços de cálculo das outras ações da combinação sísmica de estado limite último; já os deslocamentos têm de ser escalados pelo coeficiente de comportamento (ou por um coeficiente proporcional a este) para se obterem os valores *reais*.

A massa vibrante foi simplificada considerando igual à massa total (2662 ton.) subtraída da massa dos maciços de encabeçamento e respectivas estacas (588 ton.), logo valendo 2074 toneladas.

Em rigor, a massa vibrante dos maciços de estacas também é excitada sismicamente, pelo que a simulação do abalo sísmico também deveria contemplar uma segunda força, ao nível da fundação, proporcional à aceleração máxima aí experienciada. Porém, nesta análise simplificada, foi apenas considerado um grau de liberdade: translacional ao nível do tabuleiro (para cada direção em análise).

Quanto a este problema, importa referir que, dado que o objetivo desta análise prende-se com a avaliação de esforços nos pilares, negligenciar-se este segundo grau de liberdade não constitui um problema relevante; a única implicação será ao nível da quantificação dos deslocamentos máximos do tabuleiro e da fundação, de onde resultarão valores menores para os mesmos em relação à realidade, mas, em termos de *drift*, o resultado corresponderá àquele que seria obtido considerando dois graus de liberdade, pelo que os esforços nos pilares deverão ser considerados fidedignos.

Para quantificar a força a ser aplicada ao nível do tabuleiro, é necessário recorrer aos espectros de cálculo para serem obtidas as acelerações máximas a que o mesmo estará sujeito quando sujeito à ação sísmica em cada direção de atuação. Na direção longitudinal, a frequência fundamental de vibração vale 1.19 Hz, pelo que o período associado vale o inverso, 0.84 segundos. Ambos os espectros, para este período, encontram-se no patamar de acelerações constantes, pelo que a aceleração sísmica máxima a ser multiplicada pela massa vibrante, 2074 toneladas, vale  $2.21 \text{ m/s}^2$  – proveniente do espectro regulamentar (Fig. 4.43), por ter associada a mais elevada aceleração no patamar. A força de inércia total na direção longitudinal vale portanto o produto destes dois últimos valores:

$$F_y = m * S_{a,y} = 2074 * 2.21 = 4584 \text{ kN} \quad (5.2)$$

Na direção transversal, a frequência fundamental vale 0.94 Hz e o período 1.06 segundos. Tal como anteriormente, a este período estão associados os patamares de acelerações constantes dos dois espectros de cálculo, pelo que a aceleração sísmica máxima vale novamente  $2.21 \text{ m/s}^2$  e a força sísmica a aplicar ao nível do tabuleiro na direção transversal totaliza os mesmos 4584 kN.

$$F_x = m * S_{a,x} = 2074 * 2.21 = 4584 \text{ kN} \quad (5.3)$$

Tal como foi referido no início desta secção, estas forças estáticas equivalentes, representativas da ação sísmica, são convenientemente repartidas pela estrutura para serem evitados efeitos locais adversos (deformação heterogénea e assimétrica, concentração de tensões errada) e são inseridas nas combinações sísmicas a par do peso próprio, restantes cargas permanentes e sobrecarga rodoviária.

Em estado limite último, as ações das combinações sísmicas são todas majoradas por um coeficiente de segurança de 1.3; a sobrecarga rodoviária apenas entra com um valor de combinação de 70% da sua ação total; a solicitação sísmica na direção ortogonal àquela que está a ser analisada assume apenas 30% do seu valor total, tal como a generalidade dos regulamentos sugerem.

## 5.2.2. INFLUÊNCIA DA NÃO-LINEARIDADE NO CÁLCULO SIMPLIFICADO

Tal como foi explicado na secção 4.1.3.1., se o nível de deformação a que a estrutura está sujeita num evento sísmico for tal que parte do solo plastifique, a rigidez global da estrutura vem reduzida, assim como as frequências naturais de vibração. Na secção supracitada, ainda não era conhecida a intensidade da força sísmica, pelo que não foi possível quantificar a verdadeira variação (eventual) do valor das frequências e de outros parâmetros modais.

Podendo ser a excitação sísmica representada por uma força estática em cada direcção (secção 5.2.1.), esta valerá o produto da massa vibrante (2074 ton.) pela aceleração sísmica máxima do espectro elástico ( $6.63 \text{ m/s}^2$ ) e será aplicada longitudinal e transversalmente na estrutura e integrada numa nova análise modal (*Modal Analysis taking into account static forces*). A aceleração sísmica, para a quantificação desta força, foi extraída do espectro elástico pois o que se pretende conhecer é o nível de deformação real do solo, associado ao qual está a rigidez verdadeiramente mobilizada. É precisamente esse nível reduzido de rigidez que interessa ser considerado nesta nova análise modal. A força a aplicar estaticamente nas duas direcções vale portanto 13752 kN.

Importa referir que, num evento sísmico real, a rigidez mobilizada nas duas direcções ao nível da interação solo-estrutura é altamente variável ao longo do tempo de atuação do sismo, dado o seu carácter dinâmico e aleatório, pelo que as duas análises modais efetuadas (a “linear”, no capítulo 4, e a “não-linear”, no presente capítulo) servem para balizar a mobilização da rigidez geotécnica.

Dado que também se observa não-linearidade na rigidez vertical da interação solo-estrutura, modelada com molas verticais na base de cada estaca, também será tida em conta na análise modal a massa ao nível do tabuleiro, sob a forma de quatro forças descendentes de 5 MN de intensidade a aplicar nos mesmos quatro nós que as forças sísmicas – nas ligações carlinga-pilar.

Apresentam-se agora tabelados os resultados desta *análise modal tendo em conta forças estáticas*:

Quadro 5.1 – Sistematização dos parâmetros modais da nova análise modal

Modo	f (Hz)	T (s)	MME <sub>x</sub> (ton)	MME <sub>y</sub> (ton)	MME <sub>z</sub> (ton)	$\Gamma_x$	$\Gamma_y$	$\Gamma_z$
1	0.55	1.83	1871 (70.3%)	184 (6.9%)	56 (2.1%)	1.37	0.43	-0.24
2	0.89	1.13	3 (0.1%)	0	0	-0.07	0	0
3	0.96	1.04	176 (6.6%)	2220 (83.4%)	0	-0.42	1.49	0
4	2.07	0.48	69 (2.6%)	3 (0.1%)	2558 (96.1%)	0.26	0.05	1.60
5	2.21	0.45	0	24 (0.9%)	21 (0.8%)	0	-0.15	0.14
6	4.46	0.22	469 (17.6%)	0	16 (0.6%)	0.69	0	-0.13
7	4.83	0.21	0	0	0	0	0	0
8	5.11	0.20	0	0	3 (0.1%)	0	0	-0.05
9	5.89	0.17	0	210 (7.9%)	0	0	0.46	0
10	7.04	0.14	11 (0.4%)	0	0	0.11	0	0
11	7.19	0.14	0	0	3 (0.1%)	0	0	-0.07
12	7.31	0.14	0	0	0	0	0	0
13	8.01	0.12	51 (1.9%)	0	0	-0.23	0	0
14	8.59	0.12	0	0	0	0	0	0
15	9.07	0.11	16 (0.6%)	0	0	0.12	0	0

Pela análise dos resultados, é possível concluir que ao carregamento sísmico adotado está associado um nível de deformação do solo que, de forma localizada, ultrapassa os limites da sua capacidade resistente elástica, plastificando-o, daí que as frequências naturais tenham sido reduzidas em relação à situação de referência, em que a interação solo-estrutura encontra-se em regime elástico.

Tal como exposto no Quadro 5.2, a influência da não-linearidade da interação solo-estrutura fez-se sentir principalmente nos primeiros modos de vibração, com reduções do valor da frequência de 20 a 40%, pois são aqueles em que maior volume de solo plastifica. Entrando a interação solo-estrutura em patamares pós-elásticos, mesmo que apenas localmente, a rigidez global da estrutura vem necessariamente reduzida, daí as reduções do valor das frequências de todos os modos de vibração.

Quadro 5.2 – Resultados para as frequências naturais segundo as duas análises modais efetuadas

Modo	Frequência linear (Hz)	Frequência não-linear (Hz)	$\Delta$ (%)
1	0.94	0.55	-41
2	1.15	0.89	-23
3	1.19	0.96	-19
4	3.15	2.07	-34
5	3.35	2.21	-34
6	4.99	4.46	-11
7	5.44	4.83	-11
8	5.63	5.11	-9
9	6.59	5.89	-11
10	7.53	7.04	-7
11	7.70	7.19	-7
12	8.22	7.31	-11
13	8.55	8.01	-6
14	9.07	8.59	-5
15	9.38	9.07	-3

A estas novas frequências fundamentais estão associados períodos de vibração (1.83 segundos na direção transversal e 1.04 na longitudinal) ainda pertencentes ao patamar de acelerações constantes do espectro de cálculo regulamentar, o mais condicionante, pelo que estas variações não fazem alterar o valor das forças sísmicas a aplicar à estrutura nas análises simplificadas; a aceleração sísmica máxima e a massa vibrante assumem os mesmos valores para estes novos modos de vibração, 2.21 m/s<sup>2</sup> e 2074 ton, respetivamente, pelo que as forças sísmicas também valerão os mesmos 4584 kN.

Não obstante, a significativa redução das massas modais efetivas e dos fatores de participação modal dos dois modos fundamentais acarreta uma imprecisão nos resultados obtidos numa análise simplificada, pois estes modos deixam de comandar quase totalmente a resposta global da estrutura nas direções respetivas. Em particular, na análise transversal, os esforços de cálculo obtidos pela abordagem simplificada não poderão ser tomados como fidedignos dado que, nessa direção, o rácio da massa modal efetiva pela massa total da estrutura vale pouco mais de 70%, bastante abaixo do requisito regulamentar do EC8 – 90% [3].

### 5.2.3. ANÁLISE LONGITUDINAL

A combinação sísmica longitudinal em estado limite último, é dada pela seguinte expressão:

$$Ed = 1.30 * PP + 1.30 * RCP + 1.30 * 0.7 * VT + 1.30 * SismoY + 1.30 * 0.3 * SismoX \quad (5.4)$$

Esta combinação é constituída tanto por forças concentradas como distribuídas, tal como foi descrito nas secções 4.1.1. e 5.2.1., sendo estas distinguidas nas próximas figuras para melhor compreensão.

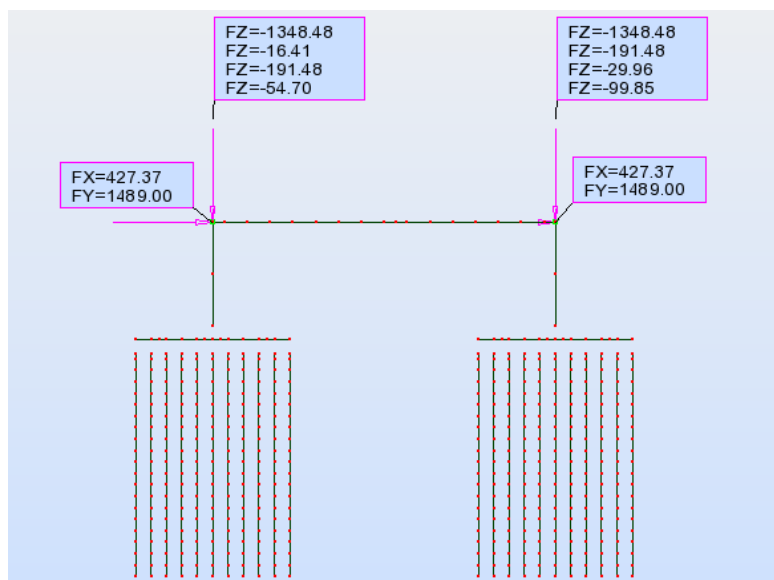


Fig. 5.2 – Forças concentradas da combinação sísmica longitudinal – análise simplificada

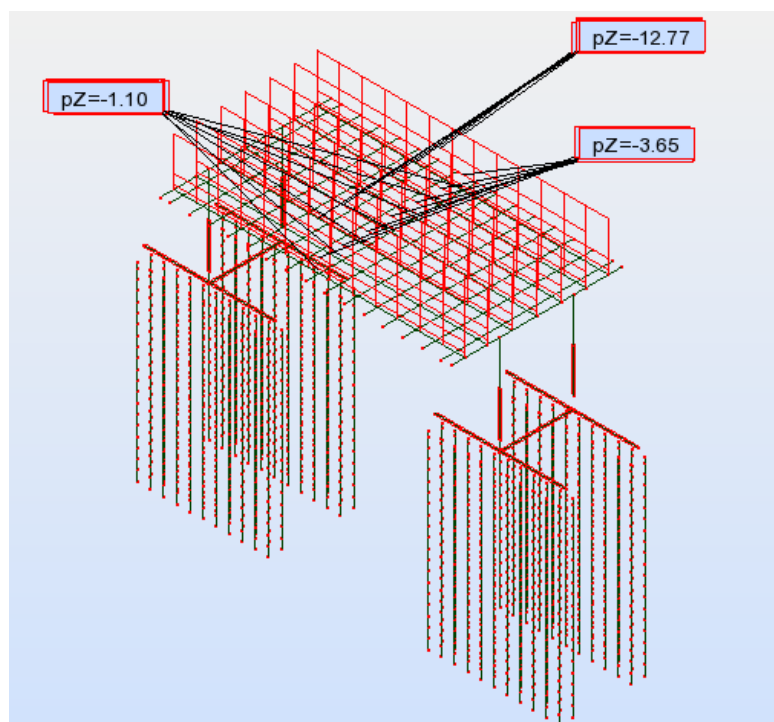


Fig. 5.3 – Forças distribuídas da combinação sísmica longitudinal – análise simplificada

Tal como esta abordagem estipula, o cálculo é feito em regime linear material dado que a ação sísmica foi previamente reduzida pelo coeficiente de comportamento, mas a não-linearidade da interação solo-estrutura é tida em conta na resolução do sistema de equações de equilíbrio na parcela da rigidez.

Segue-se a apresentação dos resultados, em termos de deformações (Quadro 5.3) e esforços de cálculo (Figuras 5.4 a 5.8), da combinação sísmica longitudinal para os quatro pilares da estrutura.

Quadro 5.3 – Deslocamentos de topo e *drifts* na combinação sísmica longitudinal – análise simplificada

Regime	Longitudinal		Transversal	
	$\delta_{\text{topo}}$ (cm)	<i>drift</i> (cm)	$\delta_{\text{topo}}$ (cm)	<i>drift</i> (cm)
Linear	5.8	3.6	3.0	2.1
Não-linear	17.4	10.8	9.0	6.3

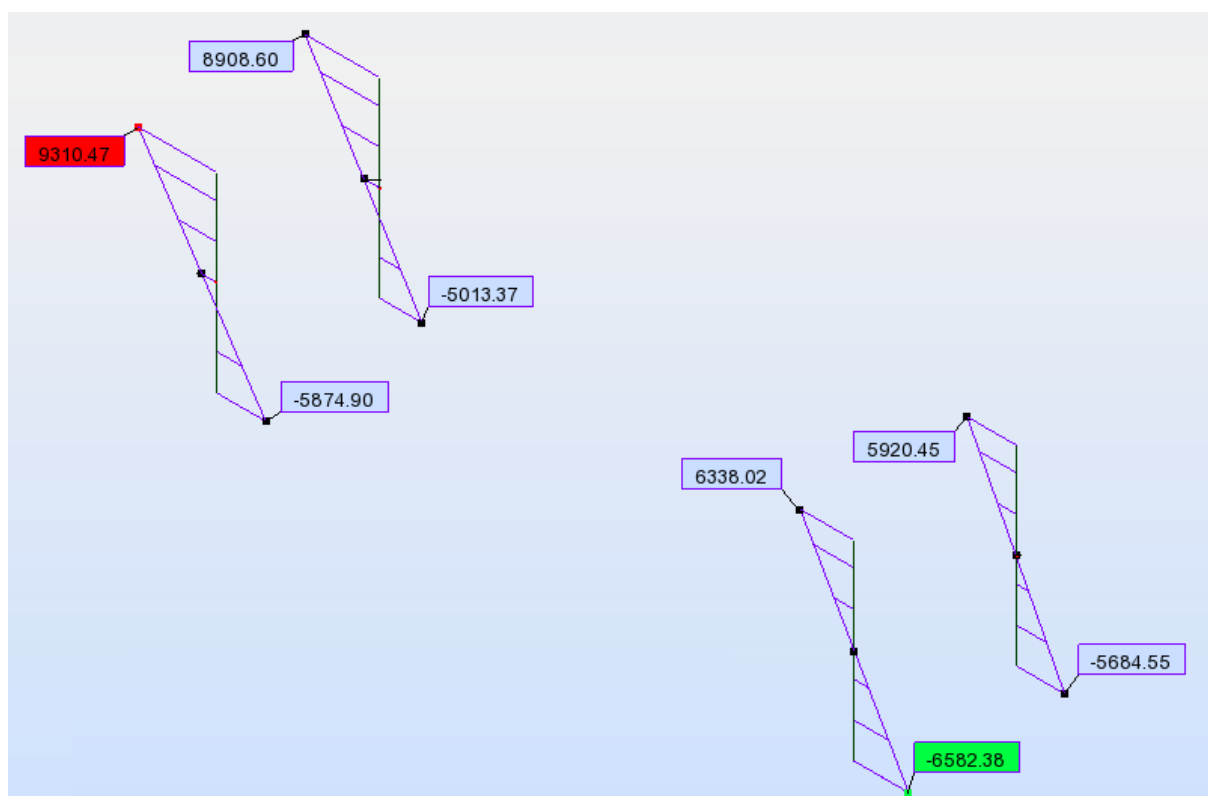


Fig. 5.4 – Diagramas de momentos longitudinais de cálculo na combinação sísmica longitudinal

Os momentos fletores, quer longitudinais (Fig. 5.4) quer transversais (Fig. 5.5), não são iguais para os quatro pilares devido aos momentos por flexão do tabuleiro, contrários em sinal, por sua vez devida às cargas distribuídas no vão e nas carlingas, respetivamente. Os momentos fletores devidos apenas à ação sísmica longitudinal são necessariamente iguais para todos os pilares, dada a simetria da distribuição da rigidez pela estrutura e à consequente deformação igual em todos os pilares.

O mesmo raciocínio se estabelece para justificar os distintos esforços transversos dos pilares.

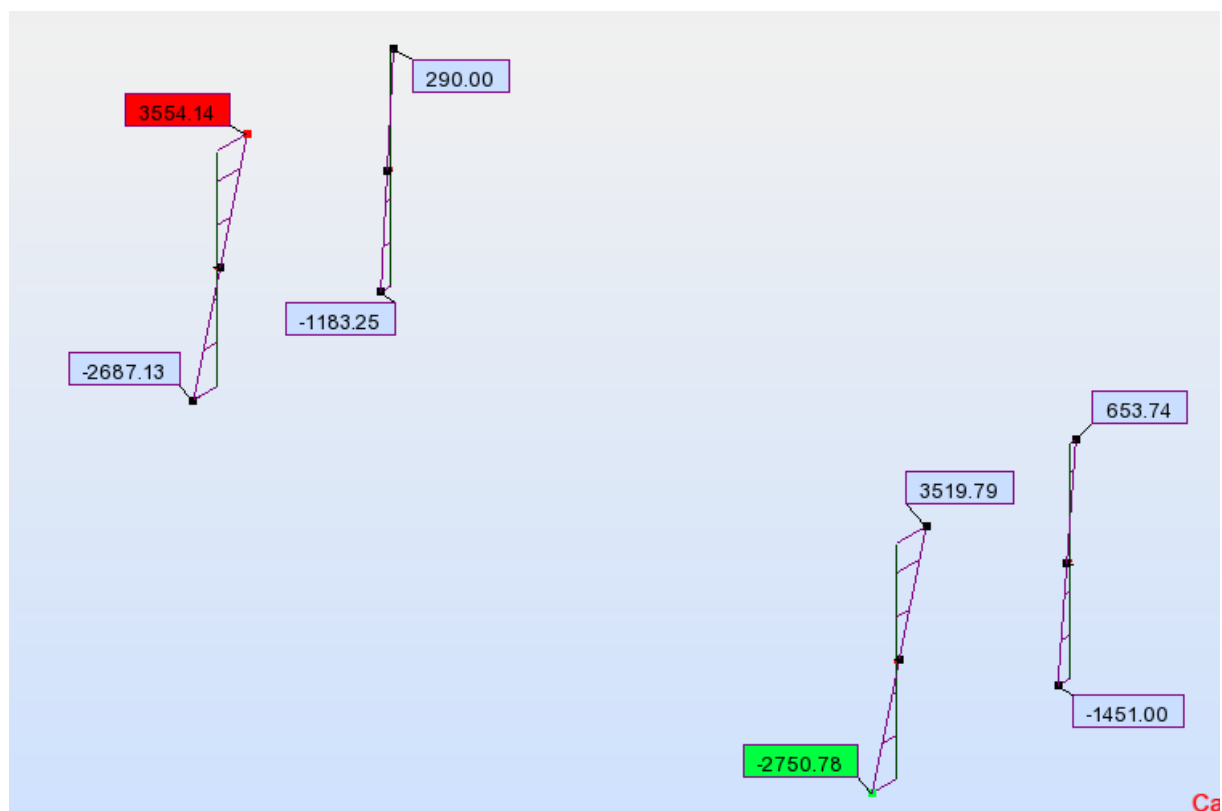


Fig. 5.5 – Diagramas de momentos transversais de cálculo na combinação sísmica longitudinal

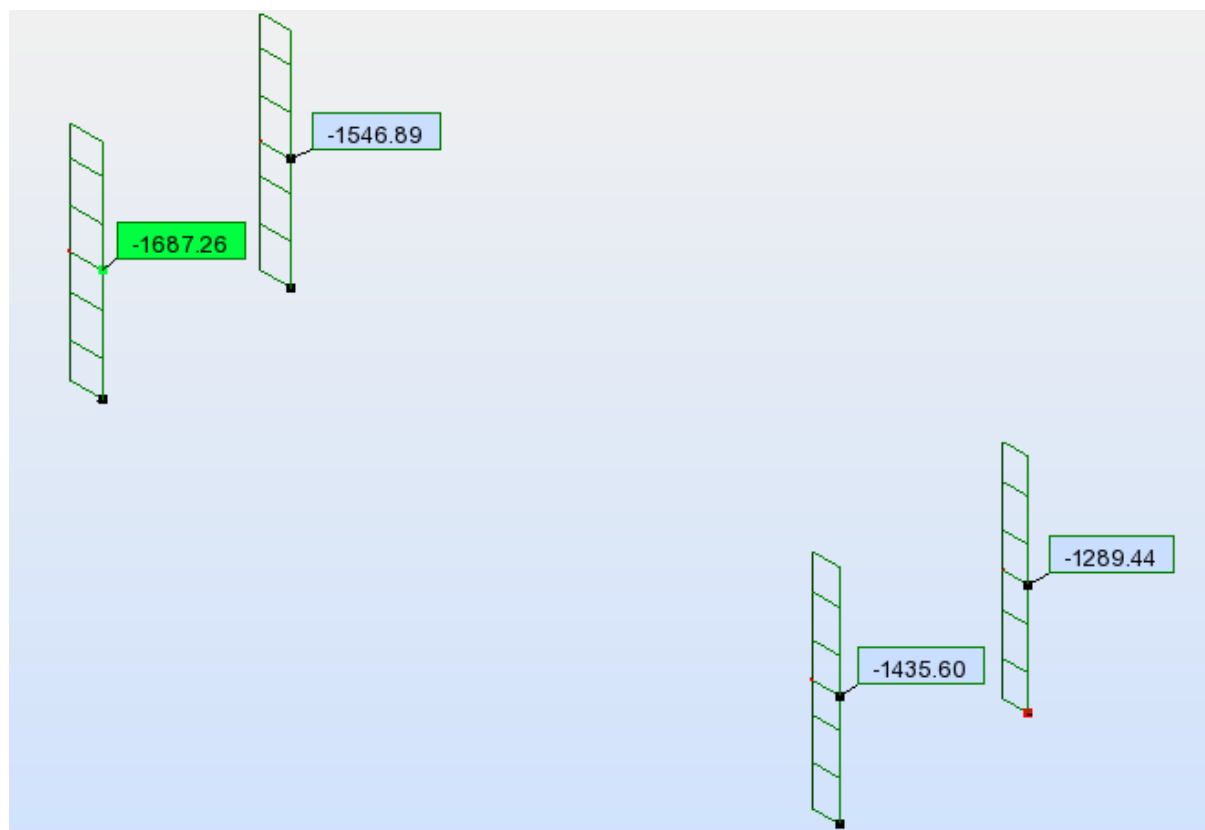


Fig. 5.6 – Diagramas de esforços transversos longitudinais de cálculo na combinação sísmica longitudinal



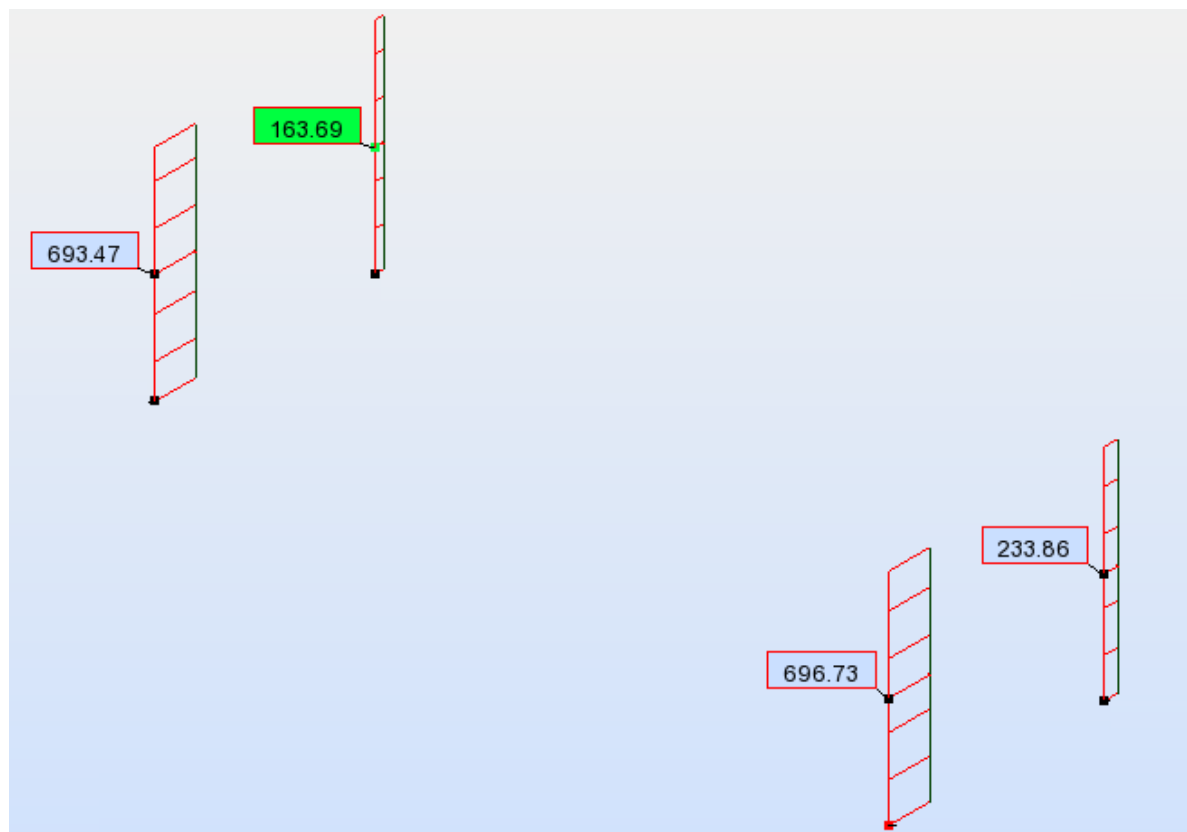


Fig. 5.7 - Diagramas de esforços transversos transversais de cálculo na combinação sísmica longitudinal

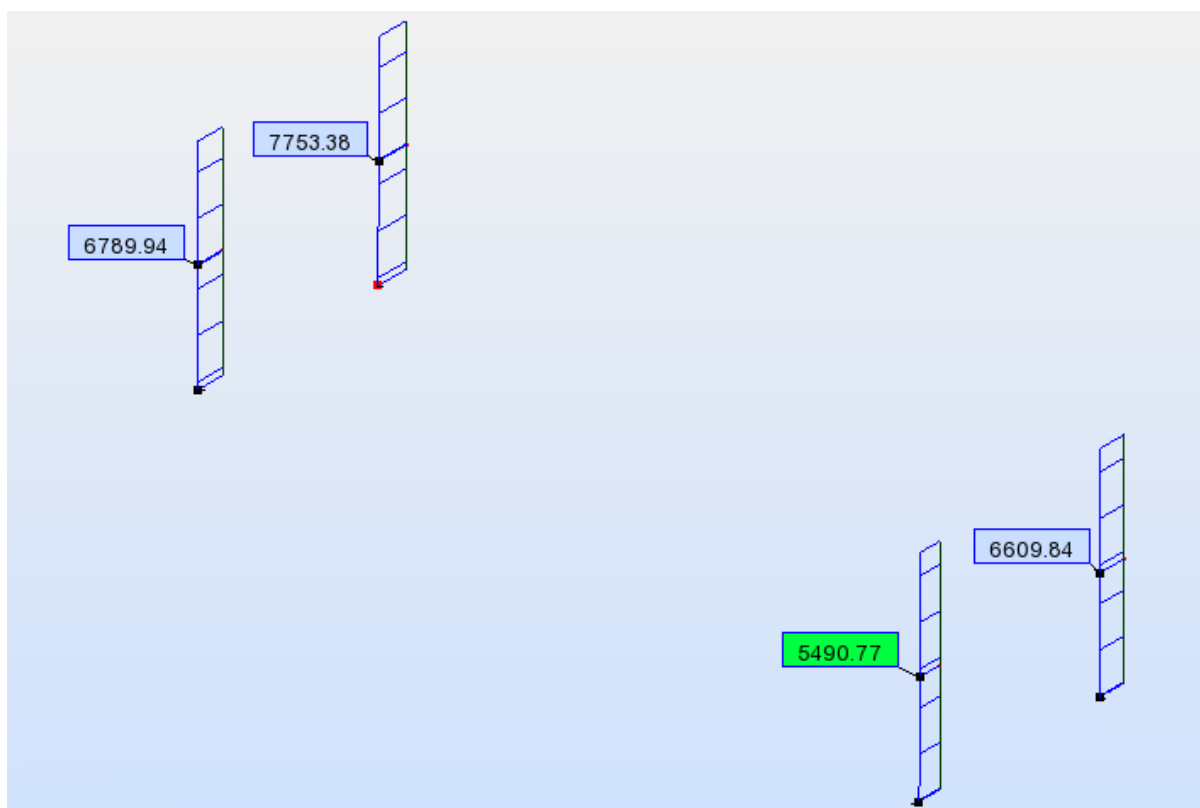


Fig. 5.8 - Diagramas de esforços axiais de cálculo na combinação sísmica longitudinal

Segue-se tabelado o conjunto de esforços mais condicionante para o dimensionamento de cada secção dos pilares mais esforçados. Como tal, os valores que a seguir se apresentam não correspondem às intensidades máximas de cada momento fletor ou esforço transversal, anteriormente representados sob a forma de diagramas, mas sim ao conjunto de esforços mais condicionante que ocorre na mesma secção do mesmo pilar. A adoção das envolventes de cada esforço para o dimensionamento das secções seria uma atitude demasiado conservativa, pelo que não foi adotada.

Quadro 5.4 – Esforços de cálculo máximos da combinação sísmica longitudinal – análise simplificada

Esforços Longitudinais			Esforços Transversais		
Transverso (kN)	Momento de topo (kNm)	Momento basal (kNm)	Transverso (kN)	Momento de topo (kNm)	Momento basal (kNm)
1687.3	9310.5	6582.4	696.7	3554.1	2750.8

#### 5.2.4. ANÁLISE TRANSVERSAL

A combinação sísmica transversal em estado limite último, é dada pela seguinte expressão:

$$Ed = 1.30 * PP + 1.30 * RCP + 1.30 * 0.7 * VT + 1.30 * SismoX + 1.30 * 0.3 * SismoY \quad (5.5)$$

Esta combinação é constituída tanto por forças concentradas como distribuídas, tal como foi descrito nas secções 4.1.1. e 4.3.1.1., sendo estas distinguidas nas próximas figuras para melhor compreensão.

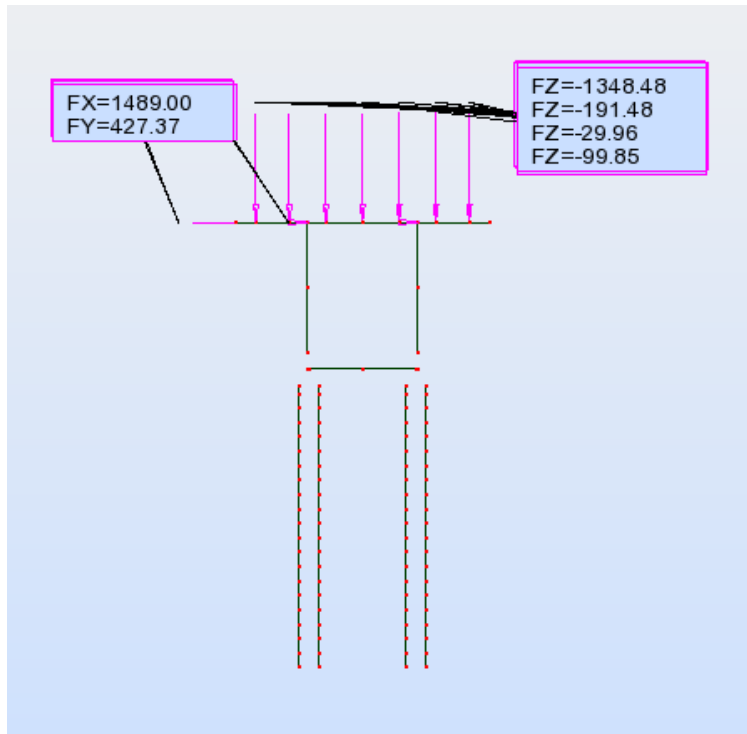


Fig. 5.9 – Forças concentradas da combinação sísmica transversal – análise simplificada

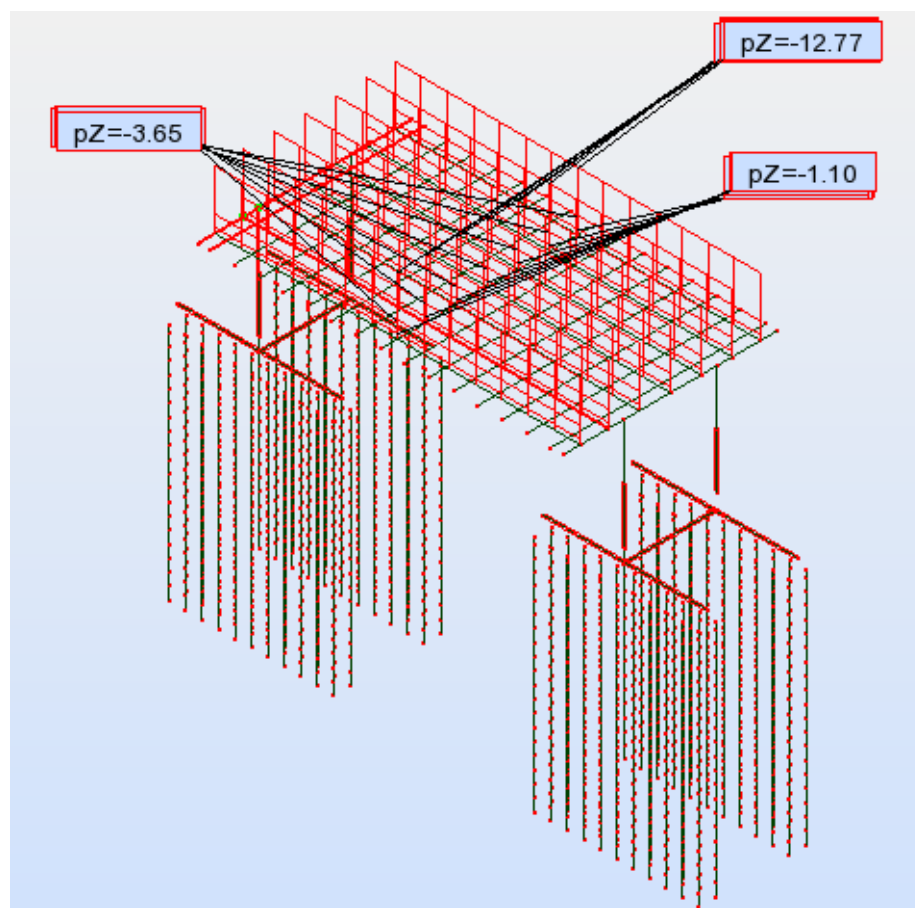


Fig. 5.10 - Forças distribuídas da combinação sísmica transversal – análise simplificada

Uma vez mais, o cálculo é feito assumindo linearidade material mas a não-linearidade da interação solo-estrutura é tida em conta na matriz de rigidez na resolução do sistema de equações de equilíbrio.

Segue-se a apresentação dos resultados, em termos de deformações e esforços de cálculo, da combinação sísmica transversal para os quatro pilares da estrutura.

Quadro 5.5 – Deslocamentos de topo e *drifts* na combinação sísmica transversal – análise simplificada

Regime	Longitudinal		Transversal	
	$\delta_{\text{topo}}$ (cm)	<i>drift</i> (cm)	$\delta_{\text{topo}}$ (cm)	<i>drift</i> (cm)
Linear	1.7	0.9	10.3	7.0
Não-linear	5.1	2.7	30.9	21.0

xQ ↻

Os momentos fletores, quer transversais (Fig. 5.11) quer longitudinais (Fig. 5.12), não são iguais para os quatro pilares devido aos momentos por flexão do tabuleiro, contrários em sinal, por sua vez devida às cargas distribuídas nas carlingas e no vão, respetivamente. Os momentos fletores devidos apenas à ação sísmica transversal são necessariamente iguais para todos os pilares, dada a simetria da distribuição da rigidez pela estrutura e à consequente deformação igual em todos os pilares.

O mesmo raciocínio se estabelece para justificar os distintos esforços transversos dos pilares.

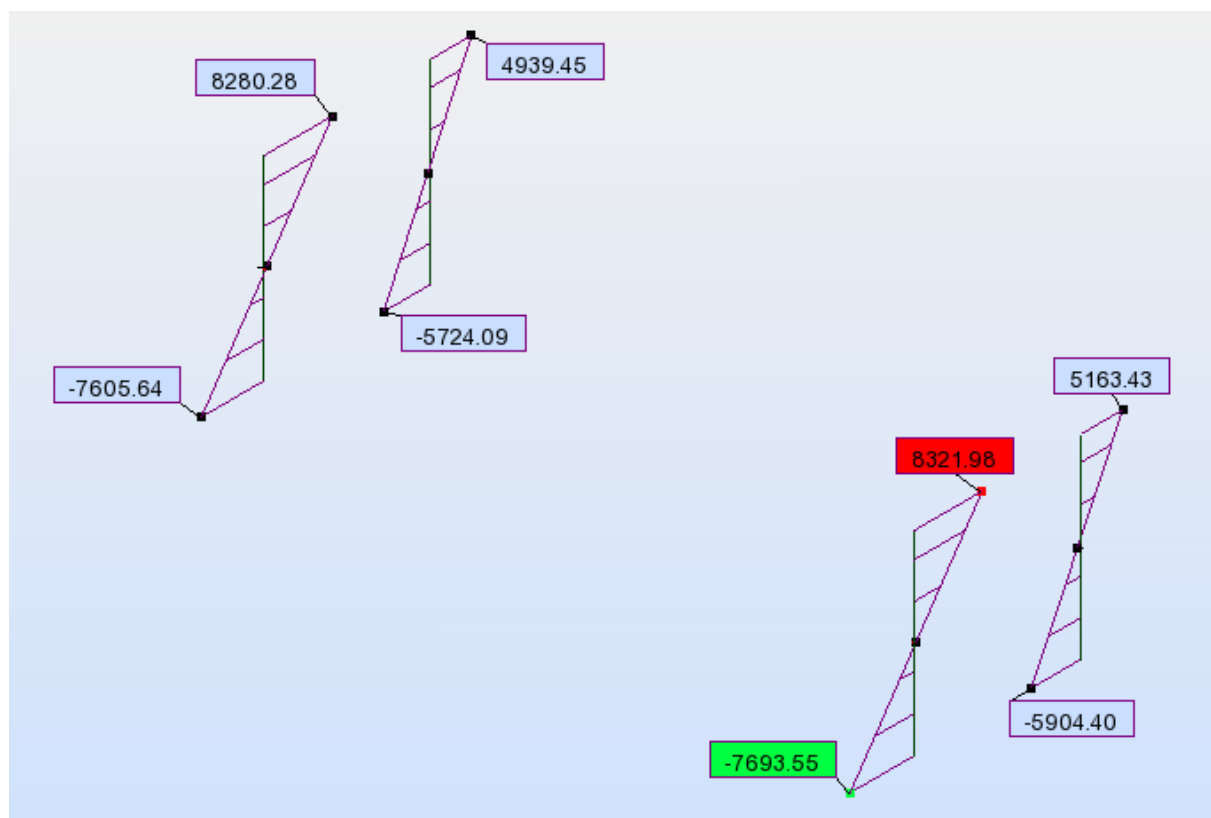


Fig. 5.11 – Diagramas de momentos transversais de cálculo na combinação sísmica transversal

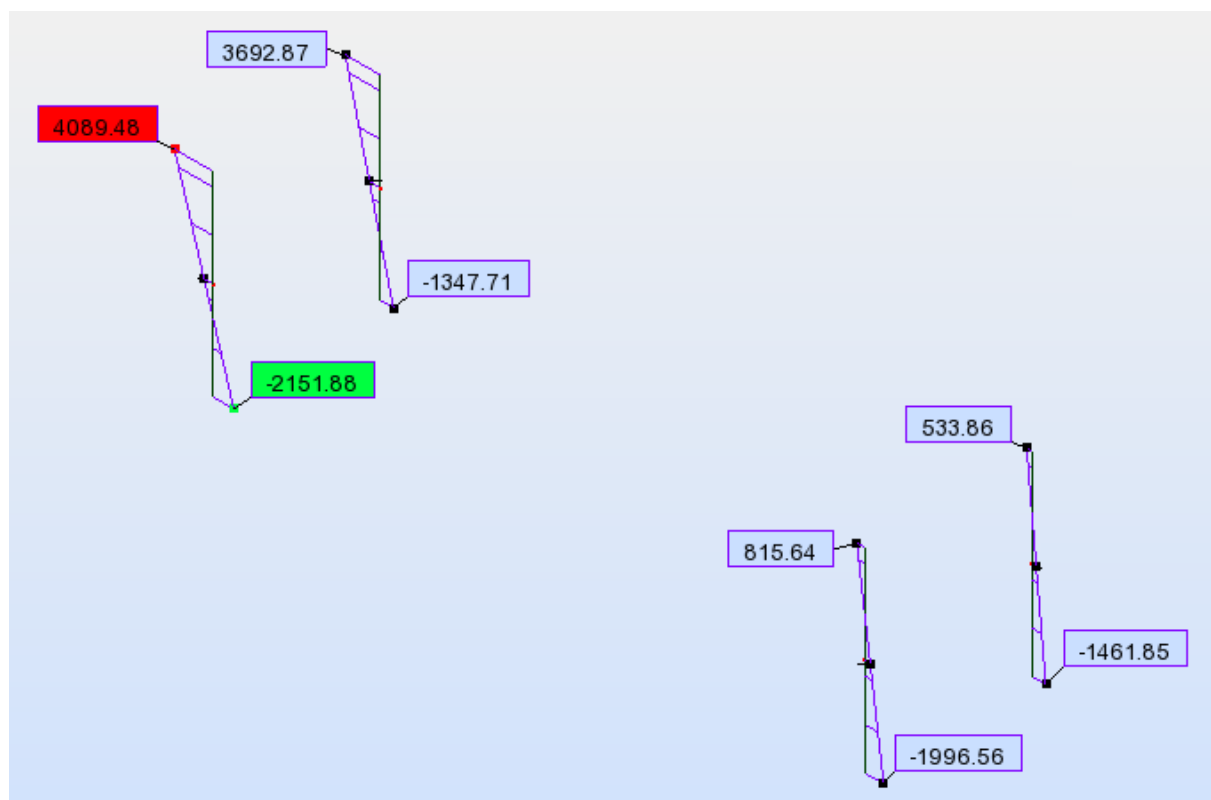


Fig. 5.12 – Diagramas de momentos longitudinais de cálculo na combinação sísmica transversal

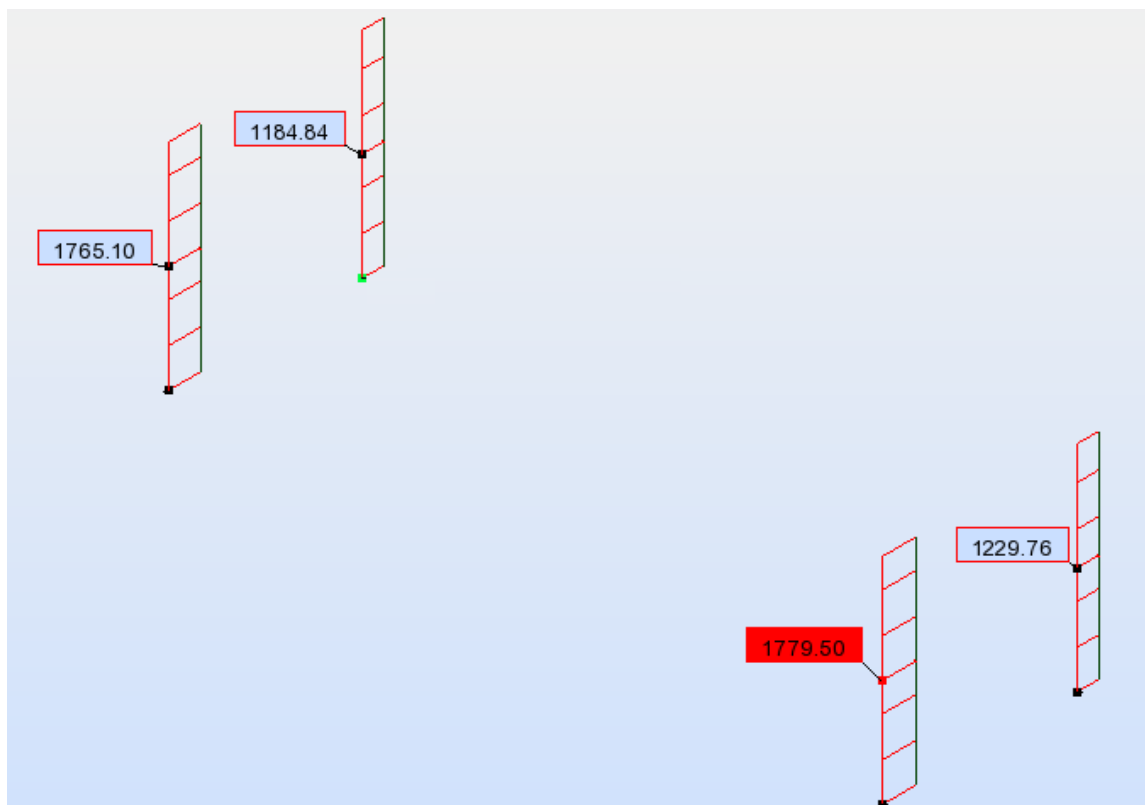


Fig. 5.13 – Diagramas de esforços transversos transversais de cálculo na combinação sísmica transversal

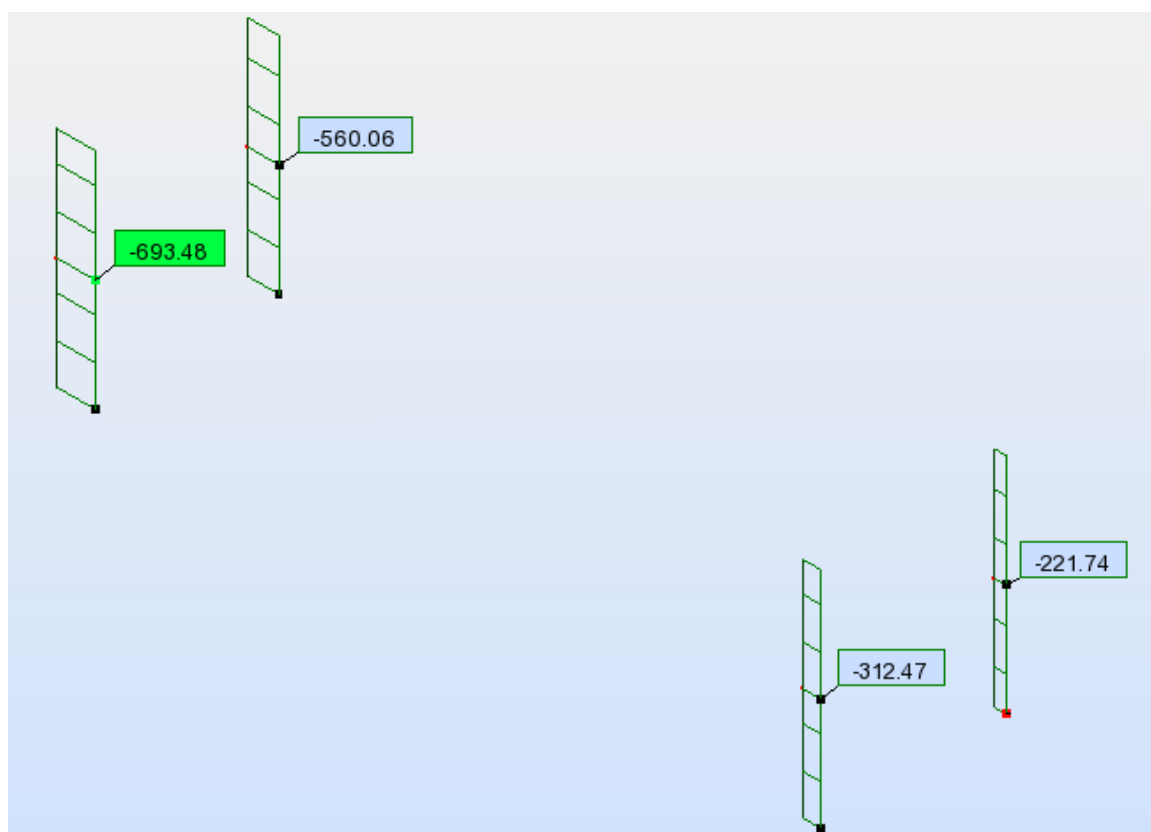


Fig. 5.14 - Diagramas de esforços transversos longitudinais de cálculo na combinação sísmica transversal

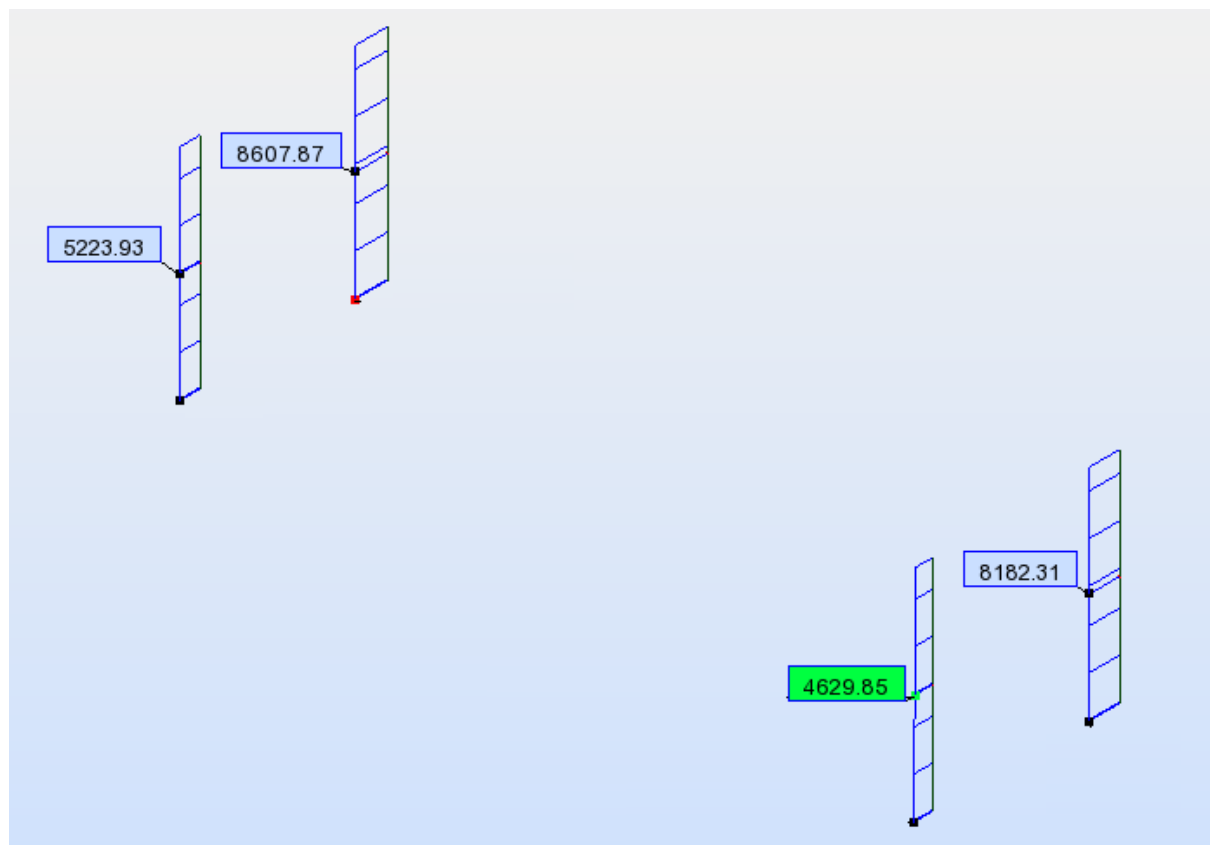


Fig. 5.15 - Diagramas de esforços axiais de cálculo na combinação sísmica transversal

Segue-se tabelado o conjunto de esforços mais condicionante para o dimensionamento de cada secção dos pilares mais esforçados. Como tal, os valores que a seguir se apresentam não correspondem às intensidades máximas de cada momento fletor ou esforço transversal, anteriormente representados sob a forma de diagramas, mas sim ao conjunto de esforços mais condicionante que ocorre na mesma secção do mesmo pilar. A adoção das envolventes de cada esforço para o dimensionamento das secções seria uma atitude demasiado conservativa, pelo que não foi adotada.

Quadro 5.6 – Esforços de cálculo máximos da combinação sísmica transversal – análise simplificada

Esforços Longitudinais			Esforços Transversais		
Transverso (kN)	Momento de topo (kNm)	Momento basal (kNm)	Transverso (kN)	Momento de topo (kNm)	Momento basal (kNm)
693.5	4089.5	2151.9	1779.5	8280.3	7605.6

## 5.2.5. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Como seria de prever, à direção de atuação do sismo estão associados os maiores esforços de cálculo máximos nessa mesma direção, isto é, os esforços transversos em Y e os momentos em torno de X assumem maiores intensidades quando é efetuada a análise longitudinal, assim como os esforços transversos em X e os momentos em torno de Y quando é realizada a análise transversal. O mesmo raciocínio se aplica para os valores dos deslocamentos e *drifts*, quer elásticos quer não-lineares.

Quanto ao esforço axial, os valores mais extremos (o menor dos esforços axiais mínimos e o maior dos máximos) deram-se na análise transversal dado que a distância entre pilares é menor nessa direção do que na longitudinal, isto é, o braço do binário é menor, logo as forças maiores.

Quadro 5.7 – Esforços de cálculo máximos das combinações sísmicas longitudinal e transversal

Análise	Esforços Longitudinais			Esforços Transversais		
	V <sub>y,Ed</sub> (kN)	M <sub>x,Ed</sub> de topo (kNm)	M <sub>x,Ed</sub> basal (kNm)	V <sub>x,Ed</sub> (kN)	M <sub>y,Ed</sub> de topo (kNm)	M <sub>y,Ed</sub> basal (kNm)
Longitudinal	1687.3	9310.5	6582.4	696.7	3554.1	2750.8
Transversal	693.5	4089.5	2151.9	1779.5	8280.3	7605.6

Quadro 5.8 – Deslocamentos de topo e *drifts* elásticos nas combinações sísmicas longitudinal e transversal

Análise	Deslocamentos longitudinais		Deslocamentos transversais	
	$\delta_{\text{topo}}$ (cm)	<i>drift</i> (cm)	$\delta_{\text{topo}}$ (cm)	<i>drift</i> (cm)
Longitudinal	5.8	3.6	3.0	2.1
Transversal	1.7	0.9	10.3	7.0

### 5.3. ANÁLISE LINEAR ESPECTRAL

#### 5.3.1. INTRODUÇÃO

A abordagem espectral, também designada por análise dinâmica linear, auxilia-se do método da sobreposição modal, em que o objetivo é facilitar a resolução do sistema de equações de equilíbrio dinâmico da estrutura sob a ação sísmica para todos os graus de liberdade que a constituem:

$$\underline{M} \ddot{\underline{u}} + \underline{C} \dot{\underline{u}} + \underline{K} \underline{u} = \underline{0} \quad (5.6)$$

Para o efeito, a análise por sobreposição modal viabiliza a transformação de um sistema de vários graus de liberdade em vários sistemas de um grau de liberdade, associados a cada modo de vibração natural da estrutura. Deste modo, o sistema de N equações de equilíbrio dinâmico a N incógnitas (5.6) reduz-se a N equações diferenciais, agora desligadas, com apenas uma incógnita cada (5.7), o que facilita e agiliza tremendamente a resolução matricial do sistema supracitado.

$$\ddot{y}_n + 2 * \xi_n * w_n * \dot{y}_n + w_n^2 * y = \Gamma_n * \ddot{u}_g \quad (5.7)$$

em que  $\Gamma_n$  representa o fator de participação modal da ação sísmica no modo n

A resposta total da estrutura (5.8) resulta da sobreposição temporal das respostas modais de todos estes sistemas de um grau de liberdade, intrinsecamente ponderada pela importância relativa de cada um deles para a globalidade da resposta sísmica, isto é, pela coordenada modal ( $y_i$ ) de cada modo, função da massa efetivamente mobilizada e do fator de participação modal associado.

$$\underline{u} = \sum_{i=1}^N \phi_i * y_i \quad (5.8)$$

O *software* comercial *Autodesk Robot Structural Analysis* automatiza a análise linear por espectro de resposta, resolvendo todas as equações diferenciais que compõem o sistema de equações de equilíbrio dinâmico e posteriormente sobrepondo as respostas modais (5.9) segundo a *SRSS-rule* (raiz quadrada da soma dos quadrados), dado que as respostas modais assumem valores máximos em instantes diferentes, razão pela qual não podem ser diretamente somadas. Para tal, primeiramente é necessário introduzir os espectros de cálculo (secções 4.2.4 e 4.2.6) para que, a cada modo, seja associada uma aceleração sísmica máxima e a resolução da equação diferencial associada se processe.

$$E = \sqrt{\sum E_i^2} \quad (5.9)$$

Pela análise dos resultados da análise modal efetuada na secção 4.1.3., constata-se que, quer longitudinal quer transversalmente, o respetivo primeiro modo de vibração tem um coeficiente de participação modal incomparavelmente alto em relação aos restantes modos e mobiliza efetivamente quase a totalidade da massa da estrutura: 90% na direção longitudinal e 81% na transversal, surgindo apenas mais um modo (em cada direção) com alguma influência para a sobreposição modal, cuja massa modal efetiva iguala praticamente o montante que restou do respetivo modo fundamental: 10% da massa total da estrutura na direção longitudinal e 15% na transversal.



Não obstante esta disparidade da contribuição modal para a resposta total dos modos fundamentais em relação aos de mais elevada frequência, não é completamente rigoroso considerar apenas os primeiros modos de vibração para a quantificação da resposta global da estrutura nem para a quantificação de esforços. De facto, a metodologia espectral não incorre no erro, cometido no cálculo simplificado, de atribuir a totalidade da massa vibrante da estrutura ao modo fundamental, quando na verdade a massa modal efetiva desse mesmo modo não iguala essa quantia. Na mesma linha de raciocínio, a imprecisão de uma análise estática linear é tanto maior quanto menor for o rácio da massa modal efetiva pela massa total da estrutura do modo fundamental, numa determinada direção estudada.

No pórtico em análise, caso seja considerada a influência da não-linearidade da interação-solo estrutura (assunto a debater da secção seguinte), o primeiro modo transversal apenas mobiliza efetivamente 70% da massa total da estrutura, o que pode acarretar desvios significativos dos resultados da abordagem simplificada em relação aos da sobreposição modal e aos reais, pelo que a adoção da análise dinâmica linear é altamente aconselhada para o cálculo sísmico neste caso.

### 5.3.2. INFLUÊNCIA DA NÃO-LINEARIDADE NO CÁLCULO POR SOBREPOSIÇÃO MODAL

Na secção 5.2.2., chegou-se à conclusão de que a não-linearidade da rigidez da interação solo-estrutura não influenciou os resultados dos esforços estruturais no cálculo sísmico simplificado, dado que a variação das frequências naturais devido à plastificação local do solo não introduziu alterações nos valores das acelerações sísmicas máximas provenientes dos espectros.

Já no caso do cálculo espectral, a variação das frequências e dos outros parâmetros modais (massa modal efetiva, coeficiente de participação modal) vai-se refletir em alterações dos resultados por sobreposição modal, pois os modos fundamentais perdem alguma importância relativa: 83%, em vez de 90%, é o novo rácio da massa modal efetiva pela massa total na direção longitudinal e 70%, em vez de 81%, na direção transversal.

Como tal, serão efetuadas, para cada direção e para cada espectro, duas análises espectrais distintas: uma em regime linear, isto é, baseada na análise modal *standard*, e outra para as frequências “não-lineares” (*Modal Analysis taking into account static forces*), de modo a ser possível quantificar e tirar ilações sobre a influência da consideração da não-linearidade ao nível da interação solo-estrutura no método por sobreposição modal.

### 5.3.3. ANÁLISE LONGITUDINAL


A combinação sísmica longitudinal em estado limite último, é dada pela seguinte expressão:

$$Ed = 1.30 * PP + 1.30 * RCP + 1.30 * 0.7 * VT + 1.30 * SpectralY + 1.30 * 0.3 * SpectralX \quad (5.10)$$

Segue-se a apresentação dos resultados da análise dinâmica linear com base nas “frequências lineares” e no espectro regulamentar, em termos de deformação e esforços de cálculo para os quatro pilares.

Quadro 5.9 – Deslocamentos de topo e *drifts* na combinação sísmica longitudinal – análise espectral (regulam.)

Regime	Longitudinal		Transversal	
	$\delta_{\text{topo}}$ (cm)	<i>drift</i> (cm)	$\delta_{\text{topo}}$ (cm)	<i>drift</i> (cm)
Linear	5.4	3.3	2.4	1.6
Não-linear	16.5	9.9	7.2	4.8

xQ 

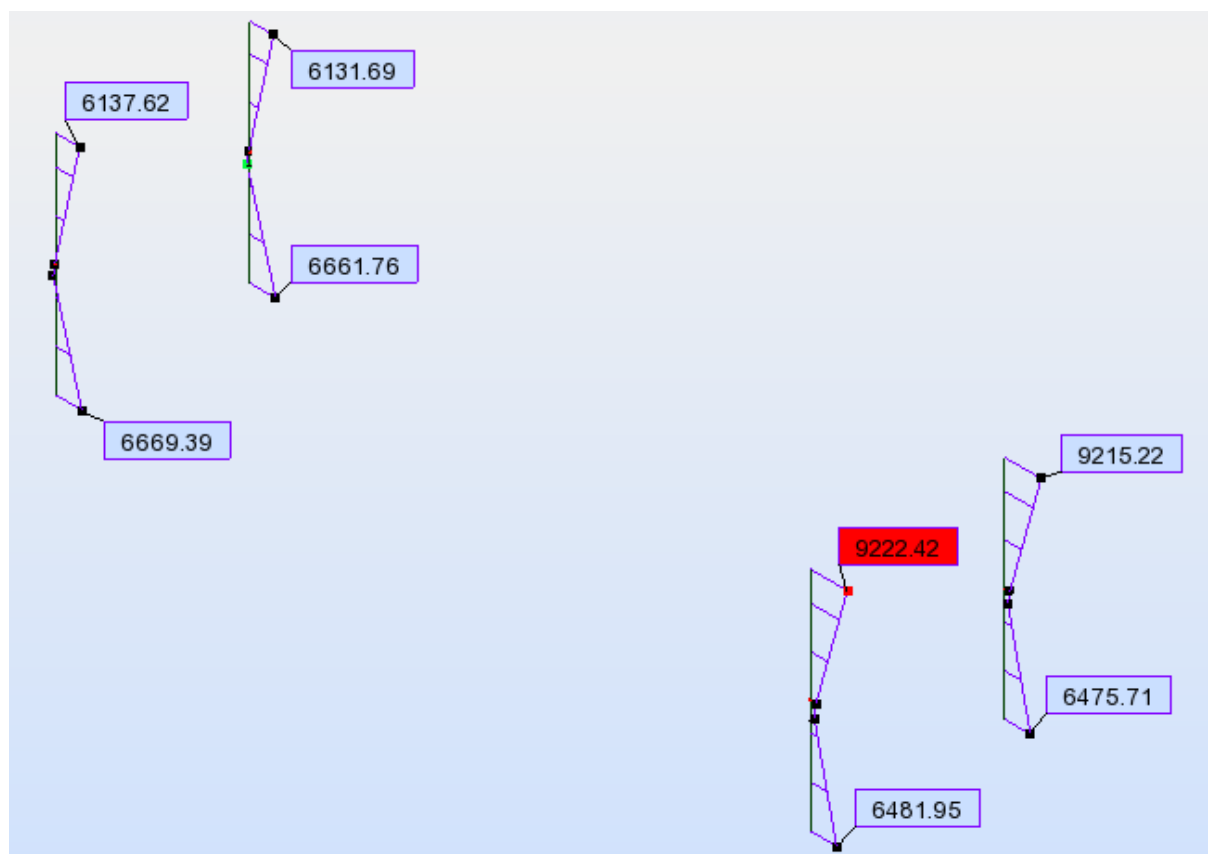


Fig. 5.16 – Diagramas de momentos longitudinais de cálculo na combinação sísmica longitudinal

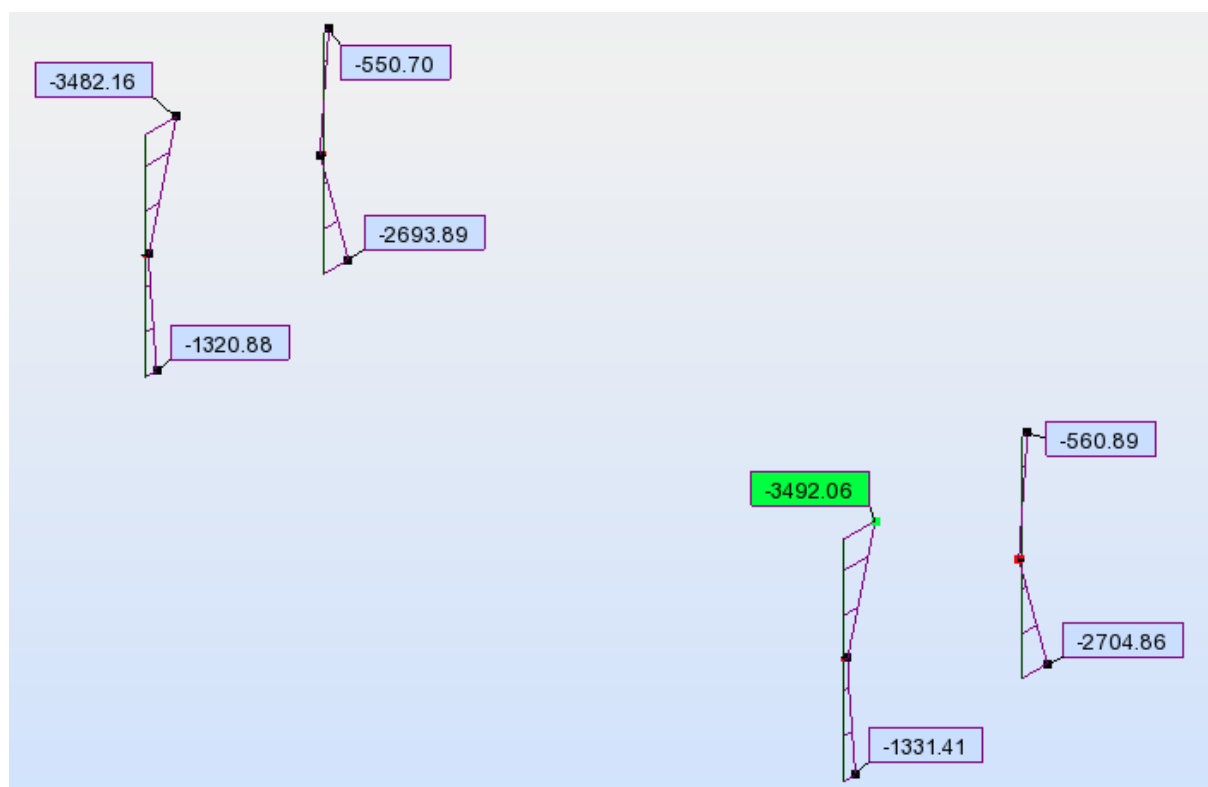


Fig. 5.17 – Diagramas de momentos transversais de cálculo na combinação sísmica longitudinal

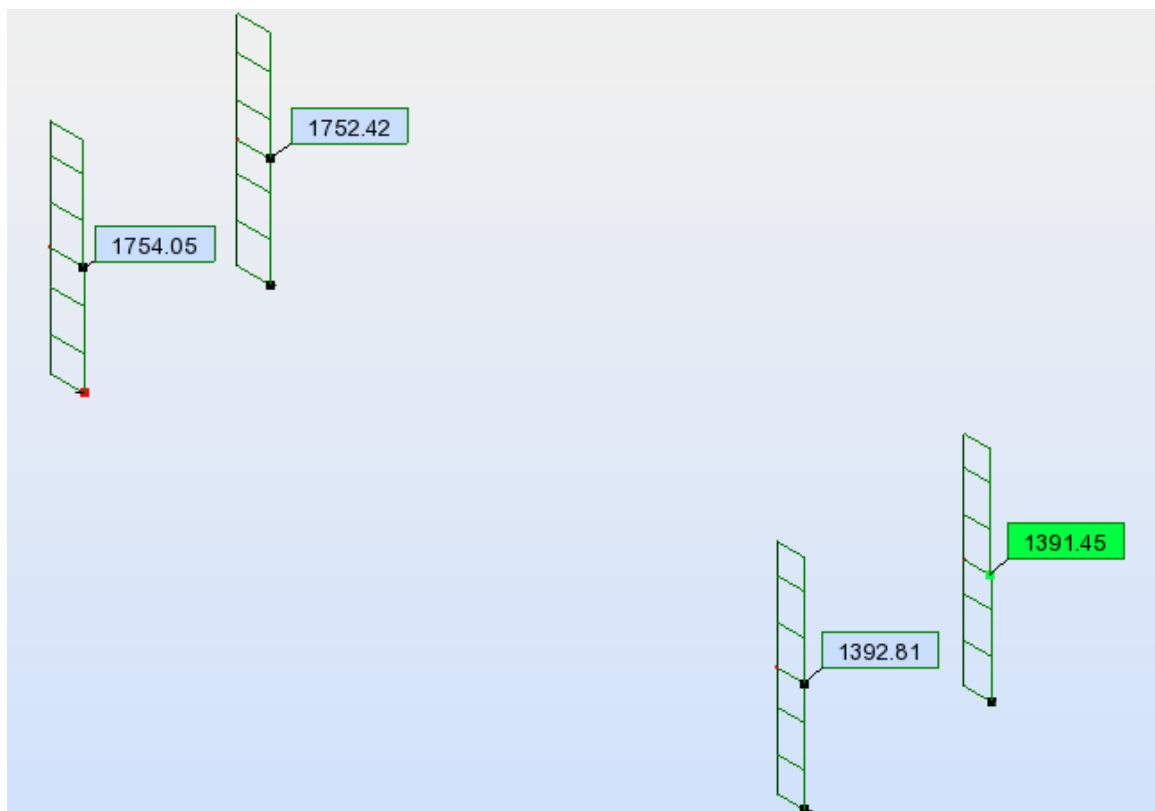


Fig. 5.18 – Diagramas de esforços transversos longitudinais de cálculo na combinação sísmica longitudinal

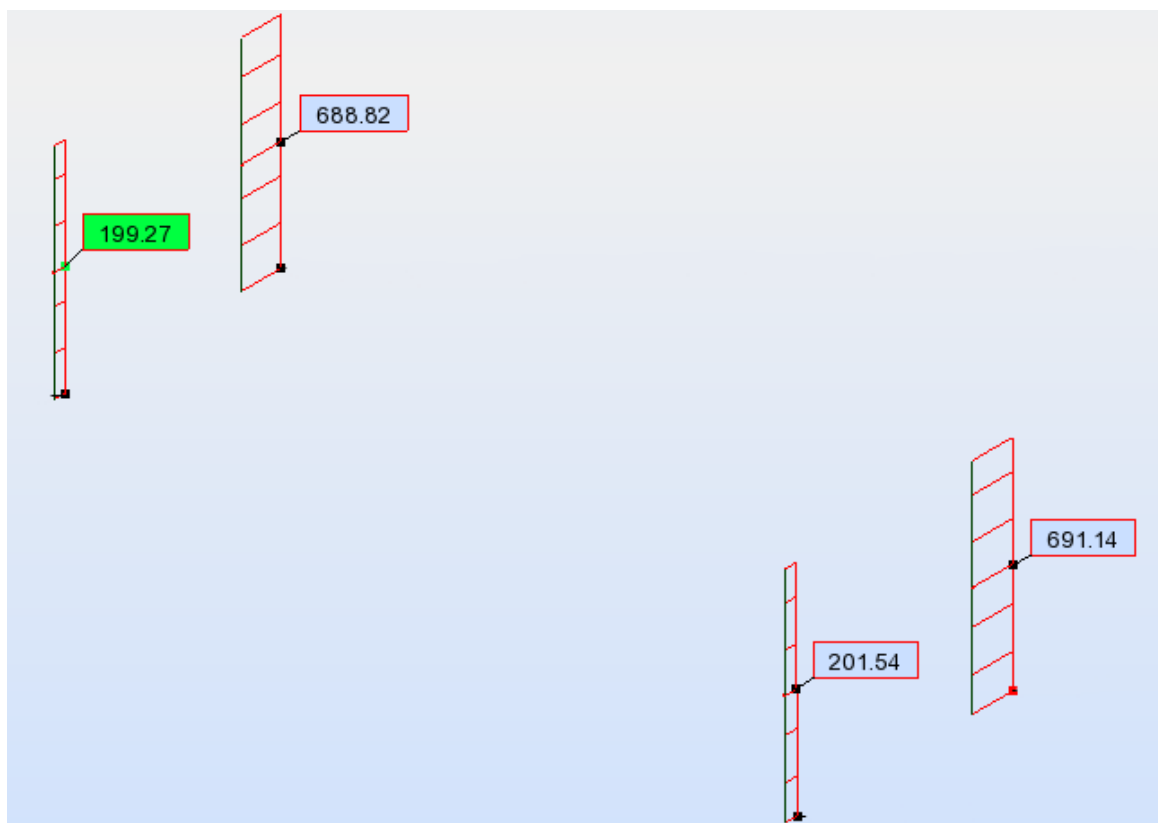


Fig. 5.19 - Diagramas de esforços transversos transversais de cálculo na combinação sísmica longitudinal

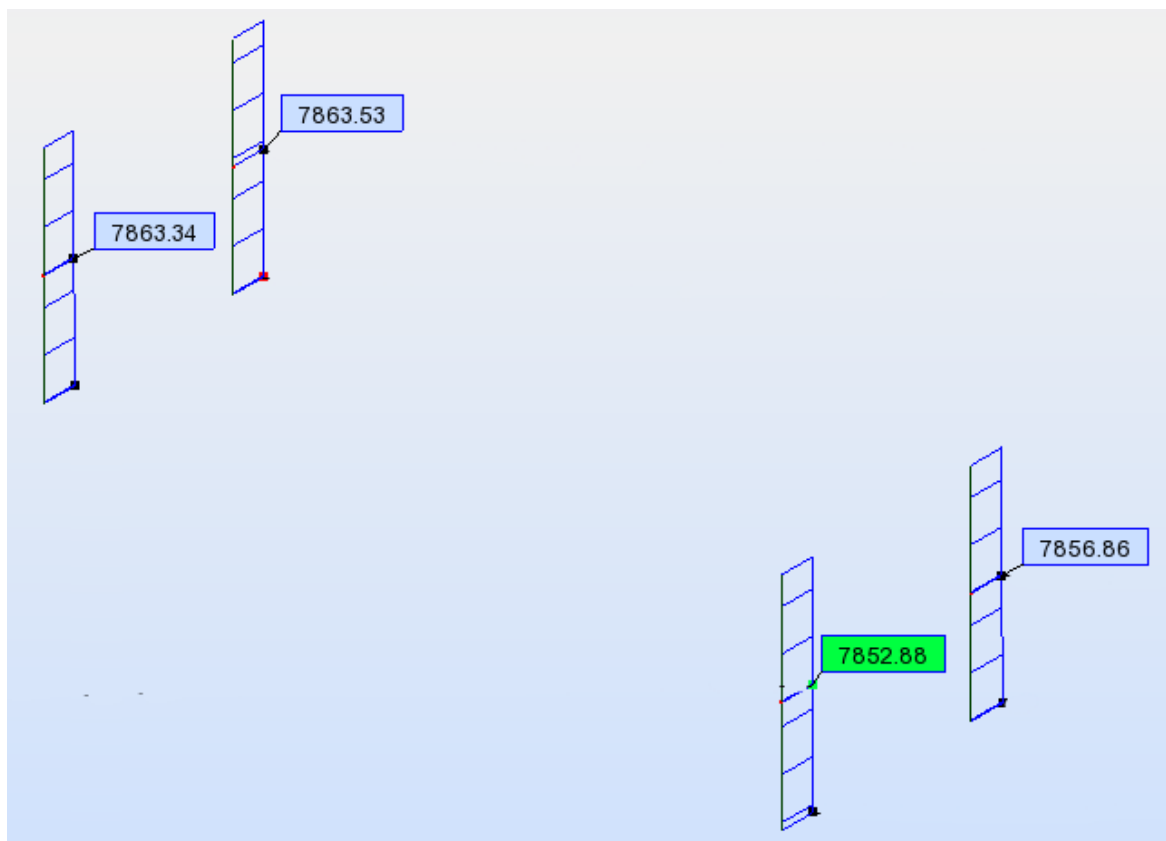


Fig. 5.20 - Diagramas de esforços axiais de cálculo na combinação sísmica longitudinal

Segue-se tabelado o conjunto de esforços mais condicionante para o dimensionamento de cada secção dos pilares mais esforçados. Como tal, os valores que a seguir se apresentam não correspondem às intensidades máximas de cada momento fletor ou esforço transversal, anteriormente representados sob a forma de diagramas, mas sim ao conjunto de esforços mais condicionante que ocorre na mesma secção do mesmo pilar. A adoção das envolventes de cada esforço para o dimensionamento das secções seria uma atitude demasiado conservativa, pelo que não foi adotada.

Quadro 5.10 – Esforços de cálculo máximos da combinação sísmica longitudinal – análise espectral (regulam.)

Esforços Longitudinais			Esforços Transversais		
Transverso (kN)	Momento de topo (kNm)	Momento basal (kNm)	Transverso (kN)	Momento de topo (kNm)	Momento basal (kNm)
1754.1	9222.4	6661.8	691.1	3492.1	2693.9

Esta mesma análise foi agora feita com base no espectro elaborado *in-situ*, cujos resultados se apresentam apenas tabelados, dada a pouca relevância de voltar a representar diagramas similares.

Quadro 5.11 – Deslocamentos de topo e *drifts* na combinação sísmica longitudinal – análise espectral (*in-situ*)

Regime	Longitudinal		Transversal	
	$\delta_{\text{topo}}$ (cm)	<i>drift</i> (cm)	$\delta_{\text{topo}}$ (cm)	<i>drift</i> (cm)
Linear	5.3	3.3	2.3	1.6
Não-linear	15.9	9.9	6.9	4.8

xQ ↻

Quadro 5.12 – Esforços de cálculo máximos da combinação sísmica longitudinal – análise espectral (*in-situ*)

Esforços Longitudinais			Esforços Transversais		
Transverso (kN)	Momento de topo (kNm)	Momento basal (kNm)	Transverso (kN)	Momento de topo (kNm)	Momento basal (kNm)
1733.6	9122.6	6563.7	684.6	3463.3	2645.5

Considerando agora a influência da não-linearidade da rigidez no contacto entre a estrutura e o solo, corre-se uma nova análise dinâmica linear com base nas frequências “não-lineares” (*Modal Analysis taking into account static forces*), para os dois espectros considerados.

Quadro 5.13 – Deslocamentos de topo e *drifts* na combinação sísmica longitudinal – análise espectral (regulam.)

Regime	Longitudinal		Transversal	
	$\delta_{\text{topo}}$ (cm)	<i>drift</i> (cm)	$\delta_{\text{topo}}$ (cm)	<i>drift</i> (cm)
Linear	9.8	5.5	13.0	8.7
Não-linear	29.4	16.5	39.0	26.1

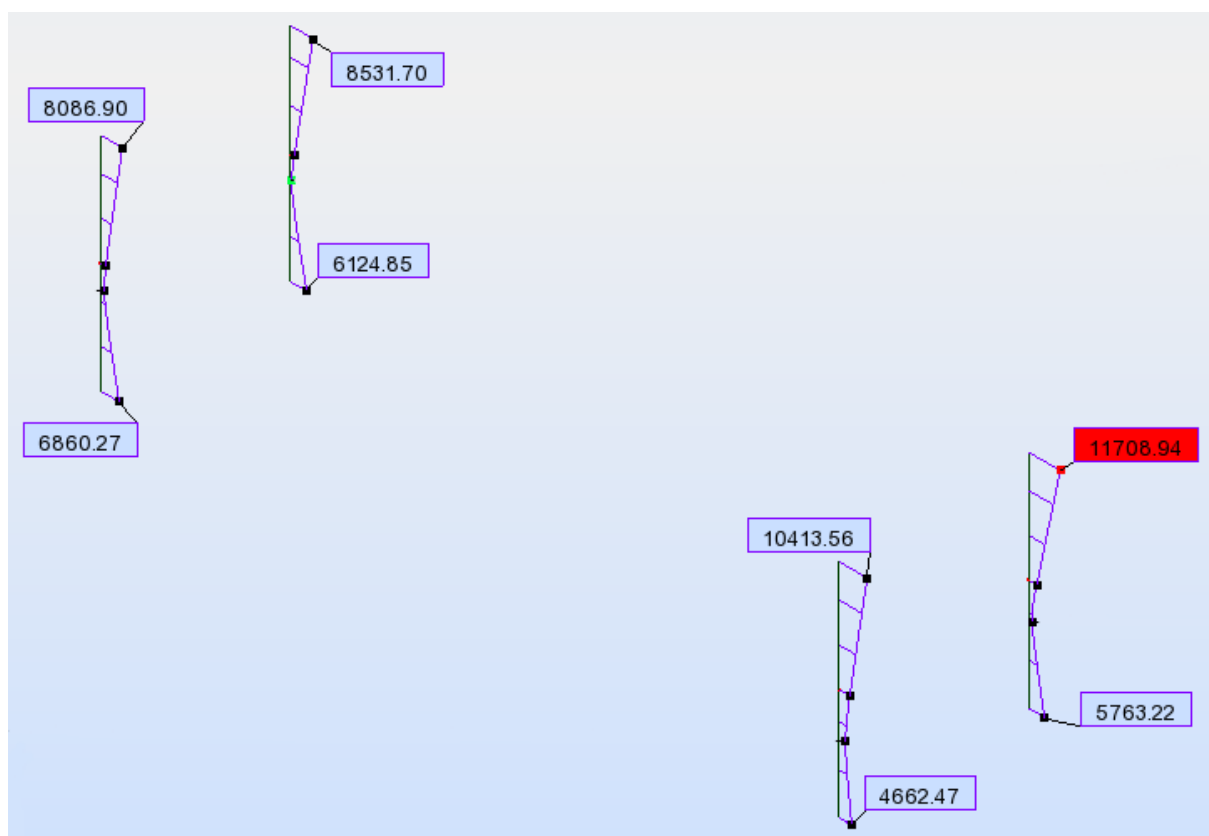


Fig. 5.21 – Diagramas de momentos longitudinais de cálculo na combinação sísmica longitudinal

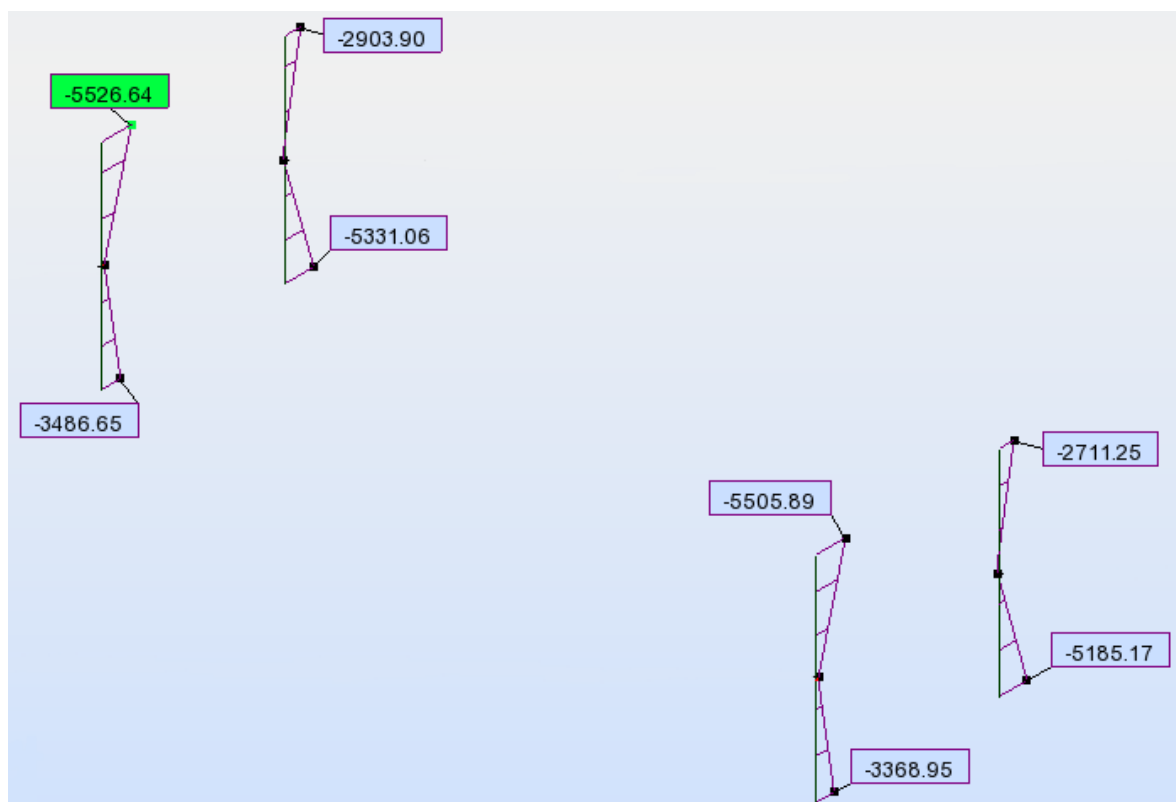


Fig. 5.22 – Diagramas de momentos transversais de cálculo na combinação sísmica longitudinal

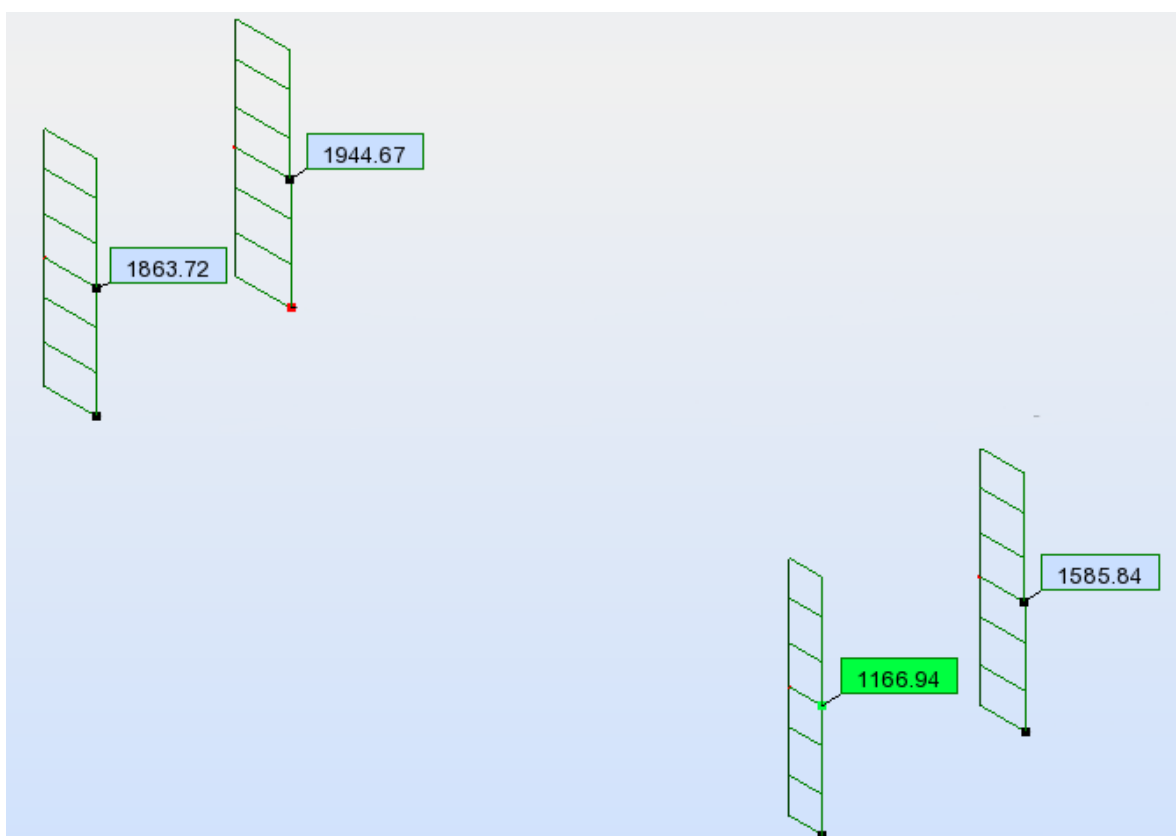


Fig. 5.23 – Diagramas de esforços transversos longitudinais de cálculo na combinação sísmica longitudinal

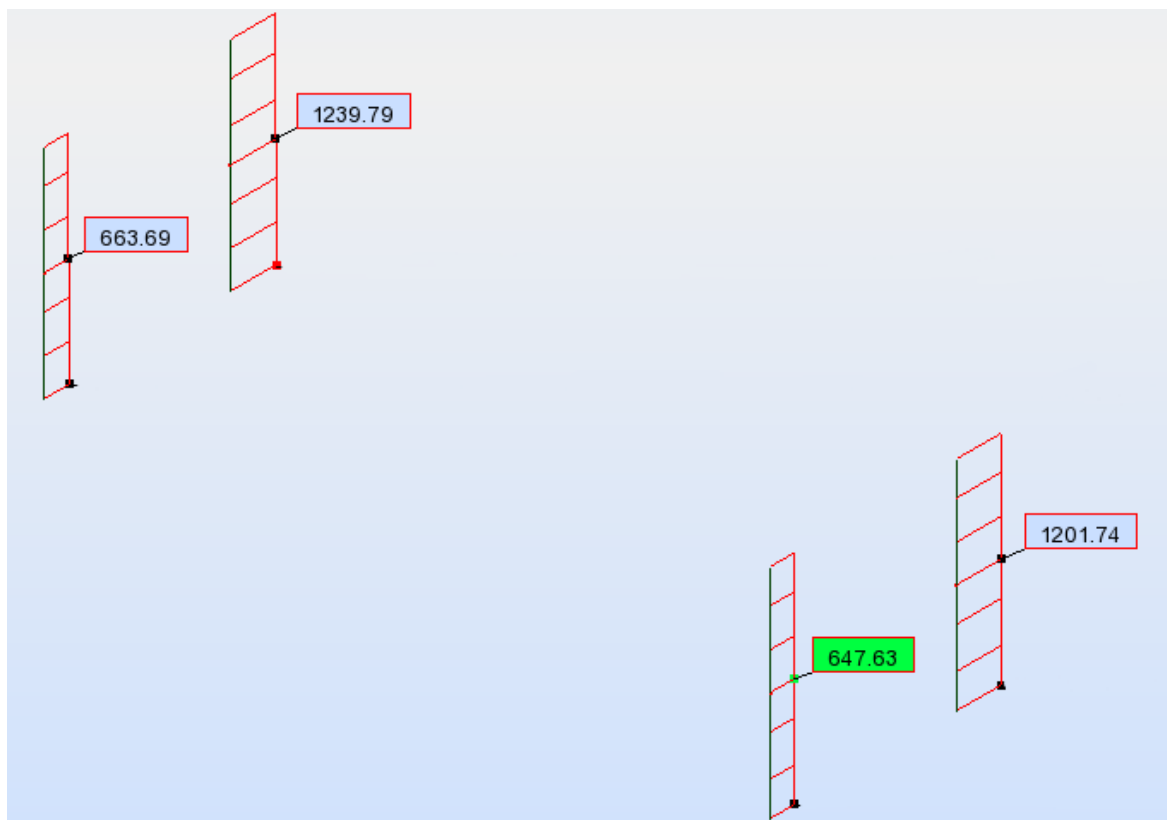


Fig. 5.24 - Diagramas de esforços transversos transversais de cálculo na combinação sísmica longitudinal

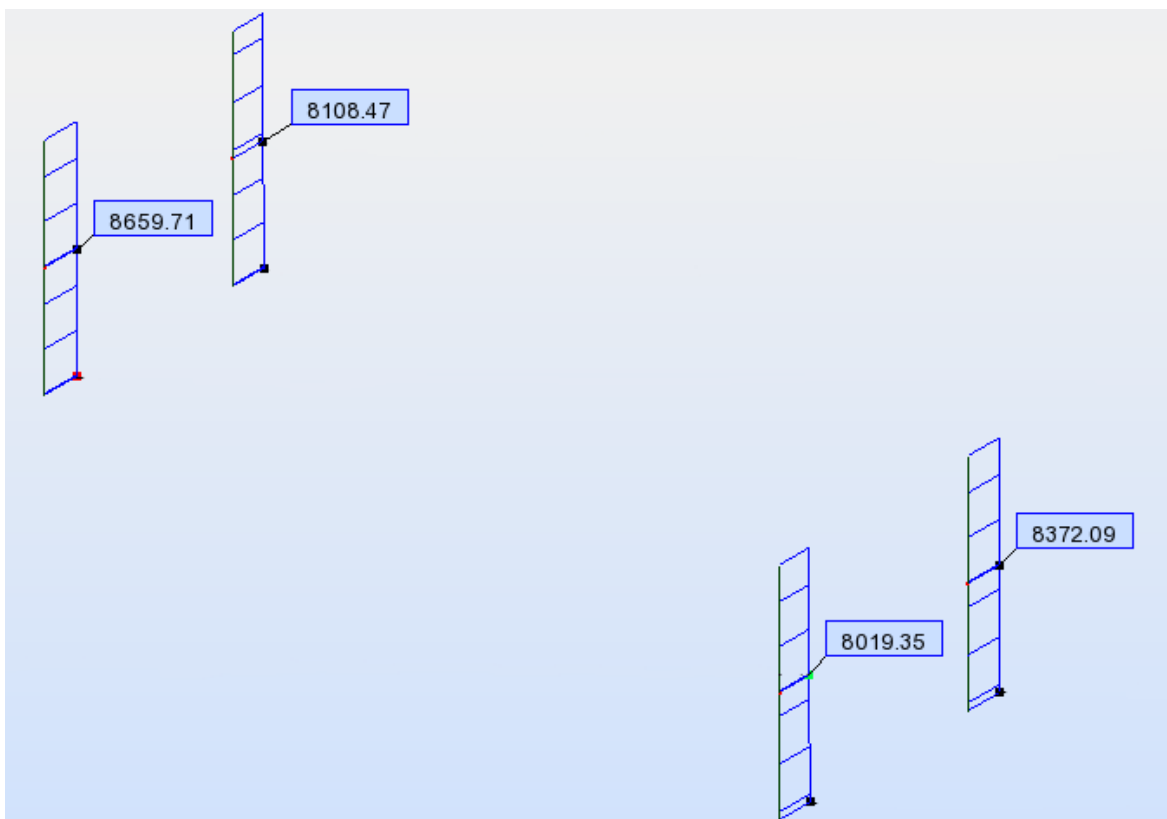


Fig. 5.25 - Diagramas de esforços axiais de cálculo na combinação sísmica longitudinal

Segue-se tabelado o conjunto de esforços mais condicionante para o dimensionamento de cada secção dos pilares mais esforçados. Como tal, os valores que a seguir se apresentam não correspondem às intensidades máximas de cada momento fletor ou esforço transversal, anteriormente representados sob a forma de diagramas, mas sim ao conjunto de esforços mais condicionante que ocorre na mesma secção do mesmo pilar. A adoção das envolventes de cada esforço para o dimensionamento das secções seria uma atitude demasiado conservativa, pelo que não foi adotada.


Quadro 5.14 – Esforços de cálculo máximos da combinação sísmica longitudinal – análise espectral (regulam.)

Esforços Longitudinais			Esforços Transversais		
Transverso (kN)	Momento de topo (kNm)	Momento basal (kNm)	Transverso (kN)	Momento de topo (kNm)	Momento basal (kNm)
1944.7	10413.6	6124.9	1239.8	5505.9	5331.1

Esta mesma análise foi agora feita com base no espectro elaborado *in-situ*, cujos resultados se apresentam apenas tabelados, dada a pouca relevância de voltar a representar diagramas similares.

Quadro 5.15 – Deslocamentos de topo e *drifts* na combinação sísmica longitudinal – análise espectral (*in-situ*)

Regime	Longitudinal		Transversal	
	$\delta_{\text{topo}}$ (cm)	<i>drift</i> (cm)	$\delta_{\text{topo}}$ (cm)	<i>drift</i> (cm)
Linear	8.9	5.0	8.9	5.9
Não-linear	26.7	15.0	26.7	17.7

xQ 

Quadro 5.16 – Esforços de cálculo máximos da combinação sísmica longitudinal – análise espectral (*in-situ*)

Esforços Longitudinais			Esforços Transversais		
Transverso (kN)	Momento de topo (kNm)	Momento basal (kNm)	Transverso (kN)	Momento de topo (kNm)	Momento basal (kNm)
1858.4	9851.9	5770.7	999.5	4735.6	4209.6



Sistematizando os resultados obtidos, é possível quantificar a influência da não-linearidade da rigidez do solo nos valores máximos dos esforços de cálculo nos pilares, para os dois espectros considerados:

Quadro 5.17 – Esforços de cálculo máximos da combinação sísmica longitudinal – análise espectral (regulam.)

Não-linearidade da interação solo-estrutura	Esforços Longitudinais			Esforços Transversais		
	$V_{y,Ed}$ (kN)	$M_{x,Ed}$ de topo (kNm)	$M_{x,Ed}$ basal (kNm)	$V_{x,Ed}$ (kN)	$M_{y,Ed}$ de topo (kNm)	$M_{y,Ed}$ basal (kNm)
Não considerada	1754.1	9222.4	6661.8	691.1	3492.1	2693.9
Considerada	1944.7	10413.6	6124.9	1239.8	5505.9	5331.1
$\Delta$ (%)	+11	+13	-8	+79	+58	+98

Quadro 5.18 – Esforços de cálculo máximos da combinação sísmica longitudinal – análise espectral (*in-situ*)

Não-linearidade da interação solo-estrutura	Esforços Longitudinais			Esforços Transversais		
	$V_{y,Ed}$ (kN)	$M_{x,Ed}$ de topo (kNm)	$M_{x,Ed}$ basal (kNm)	$V_{x,Ed}$ (kN)	$M_{y,Ed}$ de topo (kNm)	$M_{y,Ed}$ basal (kNm)
Não considerada	1733.6	9122.6	6563.7	684.6	3463.3	2645.5
Considerada	1858.4	9851.9	5770.7	999.5	4735.6	4209.6
$\Delta$ (%)	+7	+8	-12	+46	+37	+59

A influência da não-linearidade na interação solo-estrutura concretizou-se numa variação das frequências e, mais importante ainda, dos parâmetros modais, o que por sua vez conferiu maior relevância aos modos de vibração de frequência mais elevada (massa modal efetiva e coeficiente de participação modal mais elevados) em detrimento dos modos fundamentais.

Não sendo agora apenas os primeiros modos a comandarem a resposta da estrutura, a maior influência dos restantes modos materializou-se em significativos aumentos da envolvente de esforços transversais: os momentos fletores máximos segundo Y sofreram incrementos de até 98% em relação aos resultados anteriores, isto é, quase que duplicaram, e os esforços transversos máximos na direção transversal foram ampliados para quase 179% das suas intensidades iniciais. Importa referir que estes aumentos, apesar de corresponderem a percentagens bastante significativas dos valores iniciais, resultam em esforços ainda razoáveis e não exacerbadamente elevados. Quanto à envolvente de esforços na direção longitudinal, esta sofreu pequenas variações: incrementos e decréscimos na ordem dos 10% em relação às análises espectrais em regime linear.

Importa referir que os significativos aumentos dos esforços máximos a que os pilares estão sujeitos devem-se a uma distribuição heterogênea dos esforços, causada pela maior contribuição dos modos de frequência elevada para a resposta total. Isto significa dizer que, como não poderia deixar de ser, o corte basal total assume o mesmo valor, quer seja ou não considerada a influência da não-linearidade da interação solo-estrutura, sendo que o que aumenta é o corte máximo no pilar condicionante, diminuindo o dos restantes. Esta heterogeneidade na distribuição de esforços, só detetável atentando à não-linearidade da rigidez do solo, não pode ser desprezada para o dimensionamento estrutural, ainda que não produza aumentos muito expressivos na envolvente total de esforços de dimensionamento.

Como tal, é plausível concluir que descurar da influência da não-linearidade da interação solo-estrutura pode redundar em antevisões erradas dos esforços e deformações a que realmente os elementos estruturais ficarão sujeitos.

#### 5.3.4. ANÁLISE TRANSVERSAL

A combinação sísmica transversal em estado limite último, é dada pela seguinte expressão:

$$Ed = 1.30 * PP + 1.30 * RCP + 1.30 * 0.7 * VT + 1.30 * SpectralX + 1.30 * 0.3 * SpectralY \quad (5.11)$$

Segue-se a apresentação dos resultados da abordagem espectral com base nas frequências “lineares” e no espectro regulamentar, em termos de deformação e esforços de cálculo para os quatro pilares.

Quadro 5.19 – Deslocamentos de topo e *drifts* na combinação sísmica transversal – análise espectral (regulam.)

Regime	Longitudinal		Transversal	
	$\delta_{topo}$ (cm)	<i>drift</i> (cm)	$\delta_{topo}$ (cm)	<i>drift</i> (cm)
Linear	1.6	0.8	7.9	5.3
Não-linear	4.8	2.4	23.7	15.9

xQ ↻

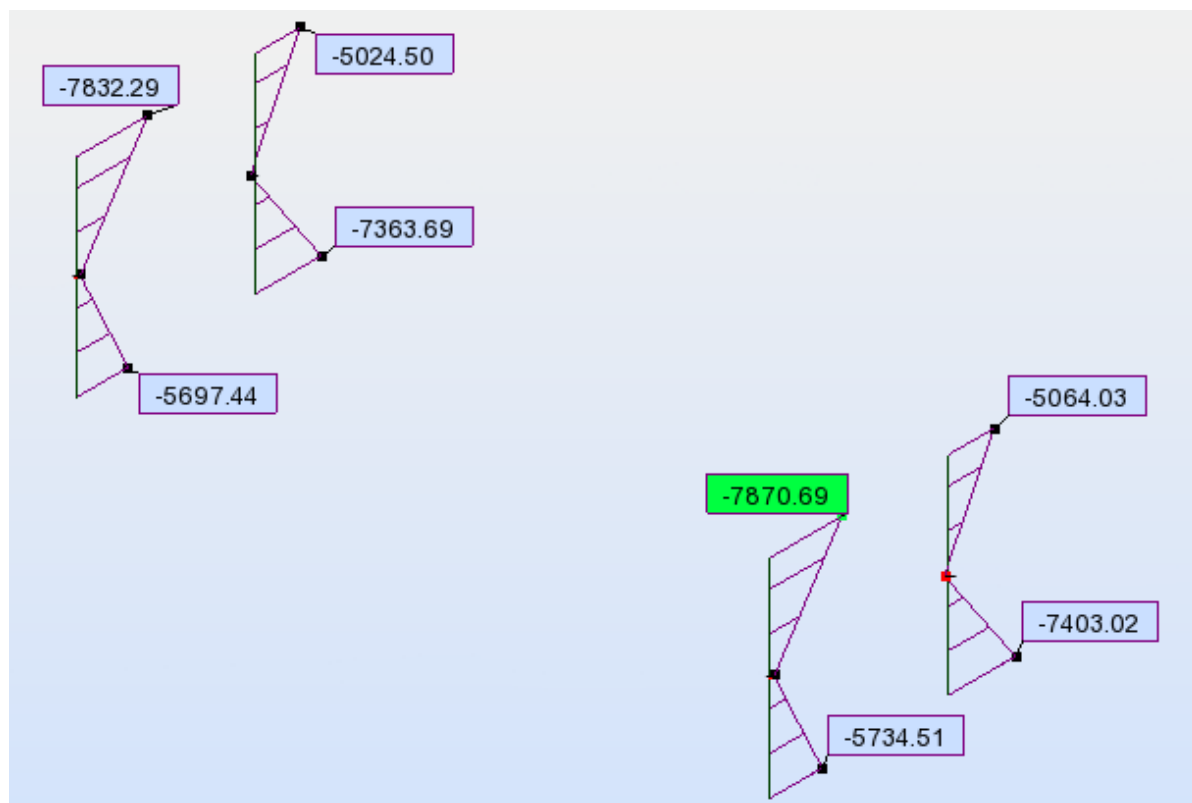


Fig. 5.26 – Diagramas de momentos transversais de cálculo na combinação sísmica transversal

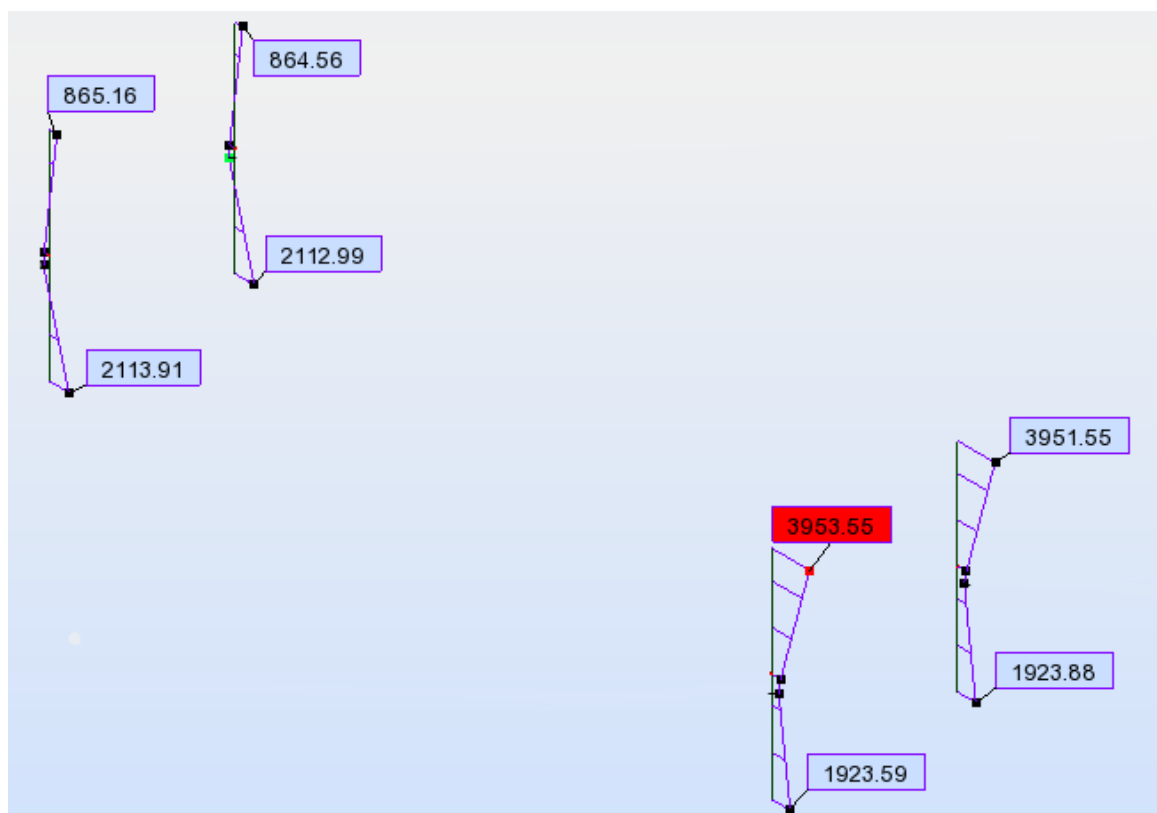


Fig. 5.27 – Diagramas de momentos longitudinais de cálculo na combinação sísmica transversal

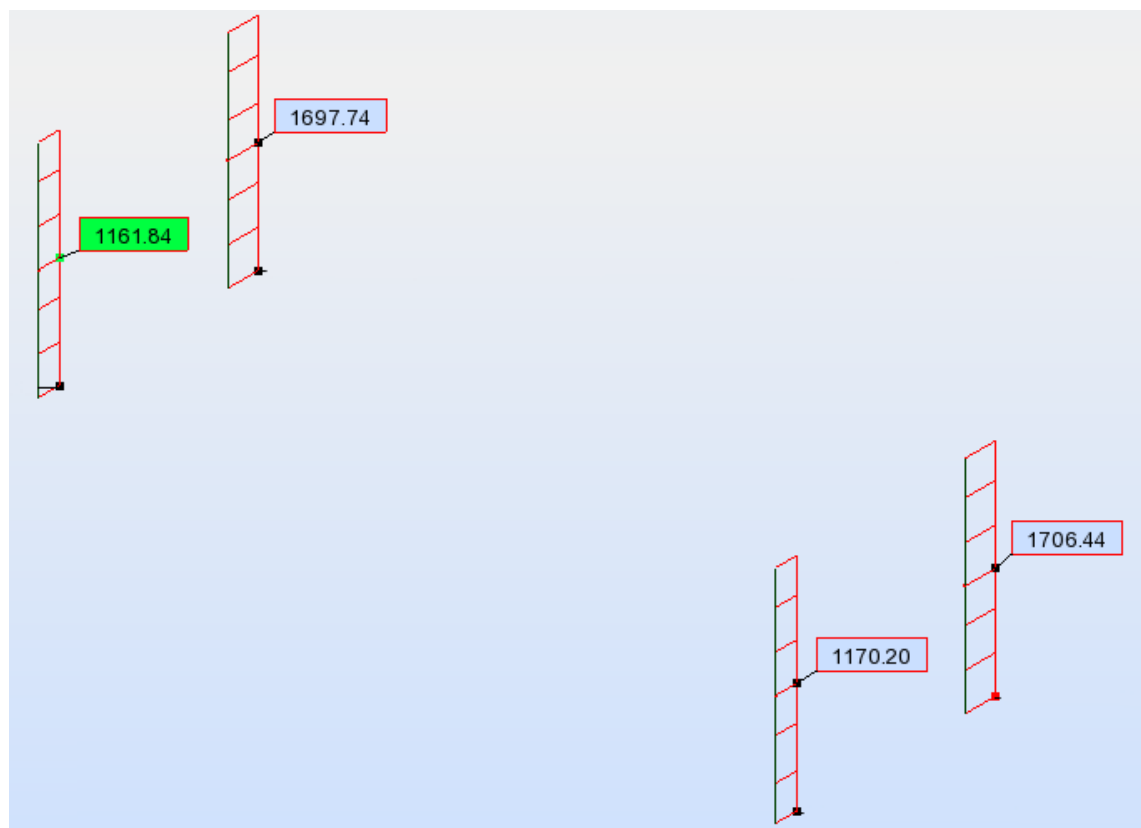


Fig. 5.28 – Diagramas de esforços transversos transversais de cálculo na combinação sísmica transversal

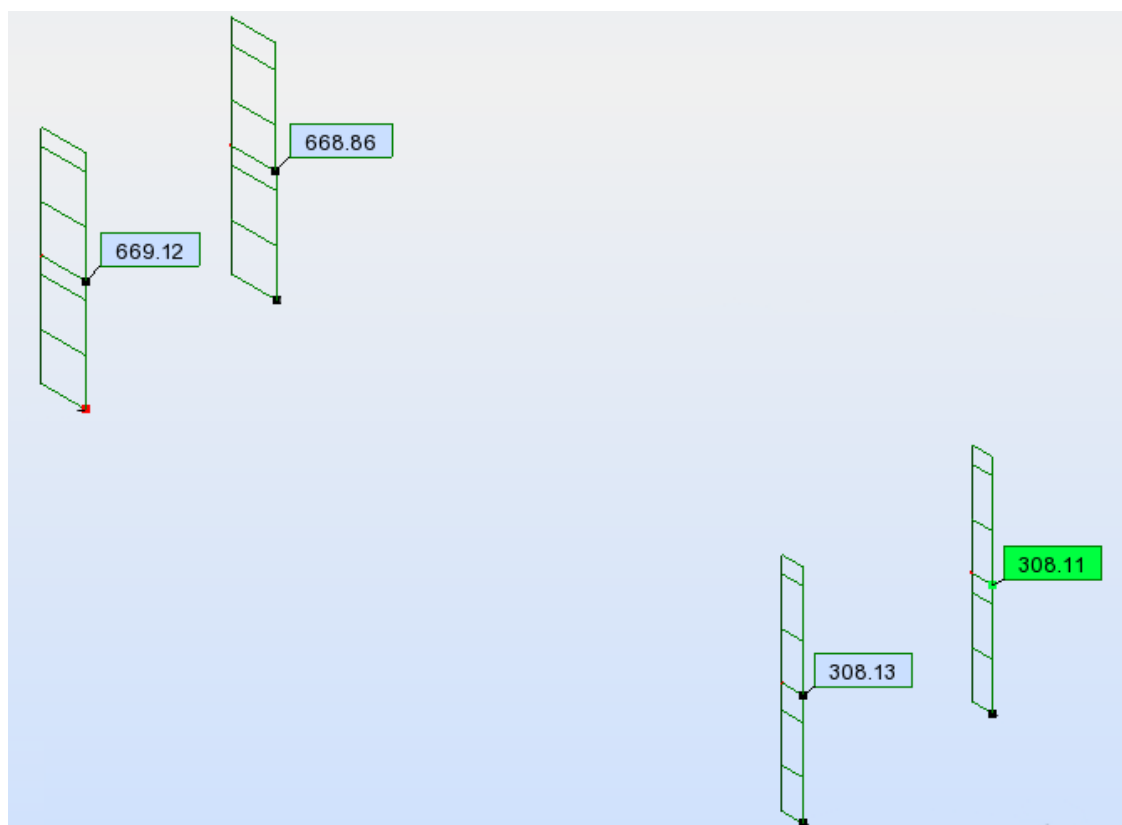


Fig. 5.29 - Diagramas de esforços transversos longitudinais de cálculo na combinação sísmica transversal

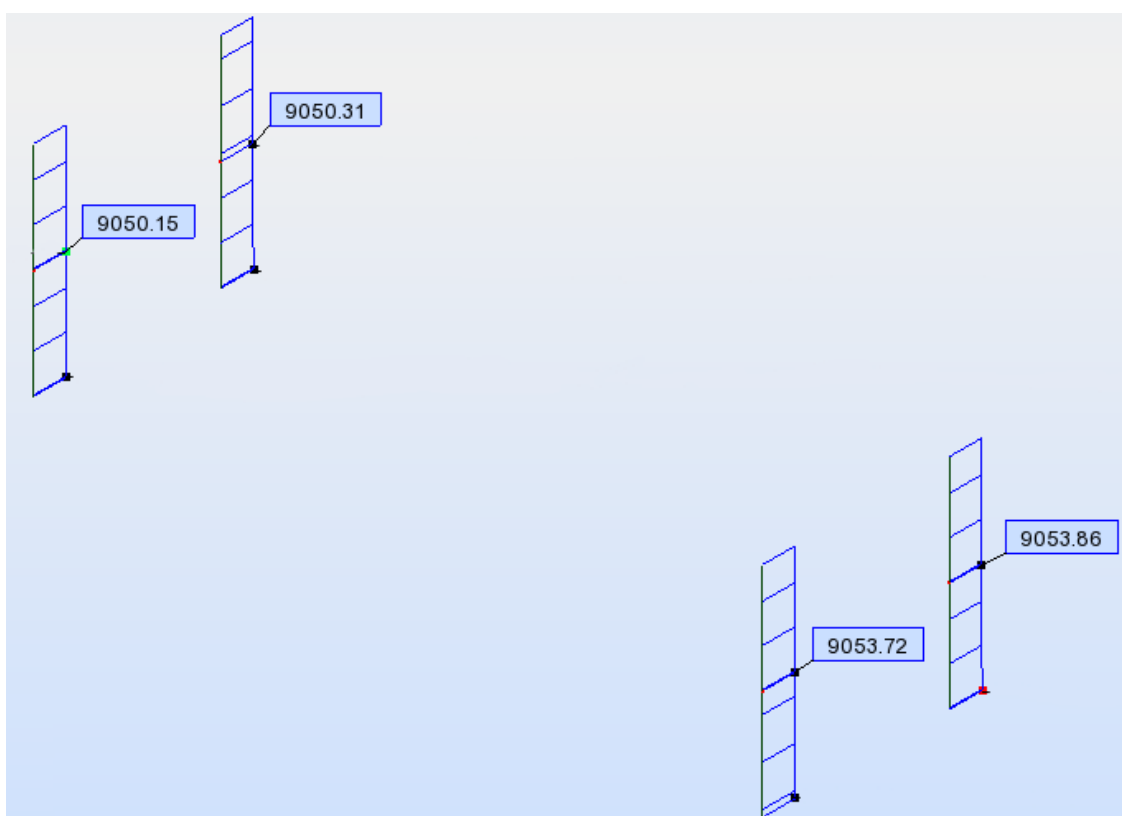


Fig. 5.30 - Diagramas de esforços axiais de cálculo na combinação sísmica transversal

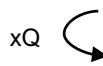
Segue-se tabelado o conjunto de esforços mais condicionante para o dimensionamento de cada secção dos pilares mais esforçados. Como tal, os valores que a seguir se apresentam não correspondem às intensidades máximas de cada momento fletor ou esforço transversal, anteriormente representados sob a forma de diagramas, mas sim ao conjunto de esforços mais condicionante que ocorre na mesma secção do mesmo pilar. A adoção das envoltivas de cada esforço para o dimensionamento das secções seria uma atitude demasiado conservativa, pelo que não foi adotada.

Quadro 5.20 – Esforços de cálculo máximos da combinação sísmica transversal – análise espectral (regulam.)

Esforços Longitudinais			Esforços Transversais		
Transverso (kN)	Momento de topo (kNm)	Momento basal (kNm)	Transverso (kN)	Momento de topo (kNm)	Momento basal (kNm)
669.1	3953.6	2113.0	1706.4	7870.7	7363.7

Esta mesma análise foi agora feita com base no espectro elaborado *in-situ*, cujos resultados se apresentam apenas tabelados, dada a pouca relevância de voltar a representar os diagramas.

Quadro 5.21 – Deslocamentos de topo e *drifts* na combinação sísmica transversal – análise espectral (*in-situ*)

xQ 

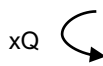
Regime	Longitudinal		Transversal	
	$\delta_{\text{topo}}$ (cm)	<i>drift</i> (cm)	$\delta_{\text{topo}}$ (cm)	<i>drift</i> (cm)
Linear	1.6	0.8	7.8	5.2
Não-linear	4.8	2.4	23.4	15.6

Quadro 5.22 – Esforços de cálculo máximos da combinação sísmica transversal – análise espectral (*in-situ*)

Esforços Longitudinais			Esforços Transversais		
Transverso (kN)	Momento de topo (kNm)	Momento basal (kNm)	Transverso (kN)	Momento de topo (kNm)	Momento basal (kNm)
661.4	3915.0	2082.0	1685.4	7778.6	7277.2

Considerando agora a influência da não-linearidade da interação solo-estrutura, corre-se uma nova análise dinâmica linear com base nas frequências “não-lineares”, para os dois espectros considerados.

Quadro 5.23 – Deslocamentos de topo e *drifts* na combinação sísmica transversal – análise espectral (regulam.)

xQ 

Regime	Longitudinal		Transversal	
	$\delta_{\text{topo}}$ (cm)	<i>drift</i> (cm)	$\delta_{\text{topo}}$ (cm)	<i>drift</i> (cm)
Linear	8.9	5.0	22.7	15.2
Não-linear	26.7	15.0	68.1	45.6

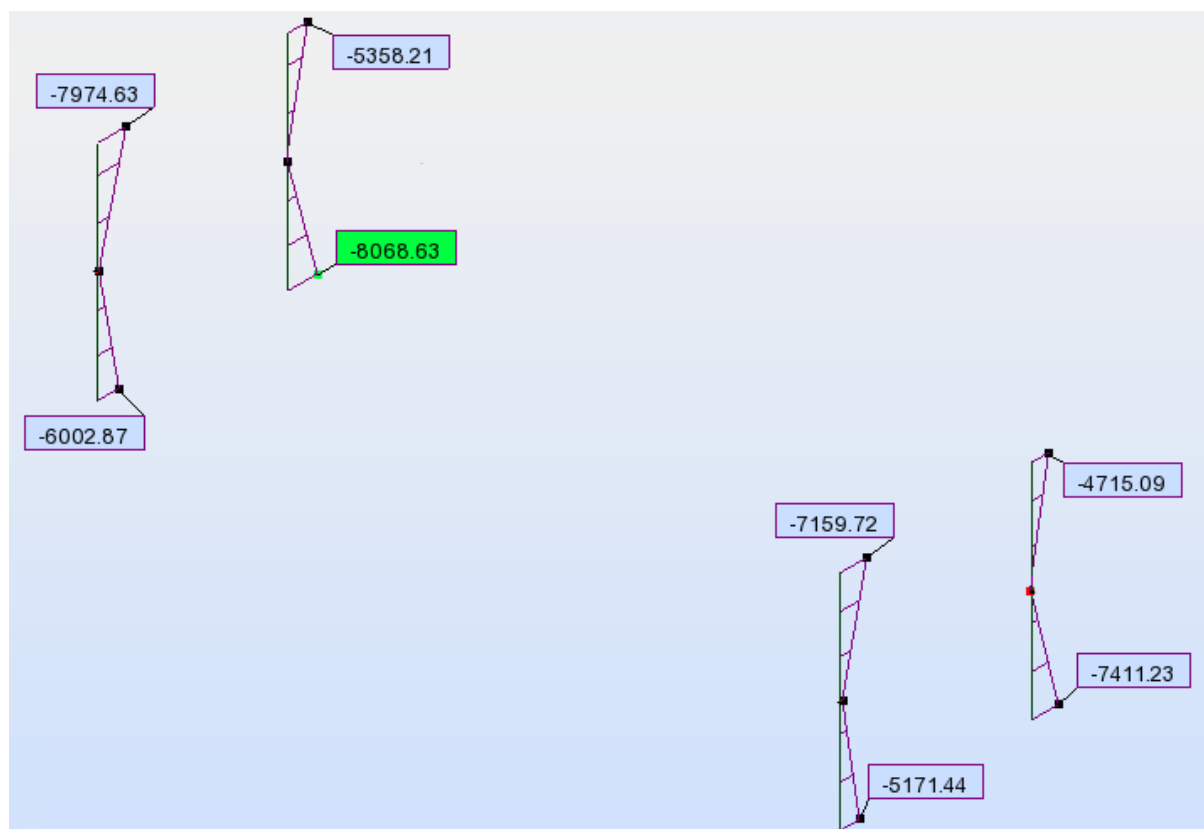


Fig. 5.31 – Diagramas de momentos transversais de cálculo na combinação sísmica transversal

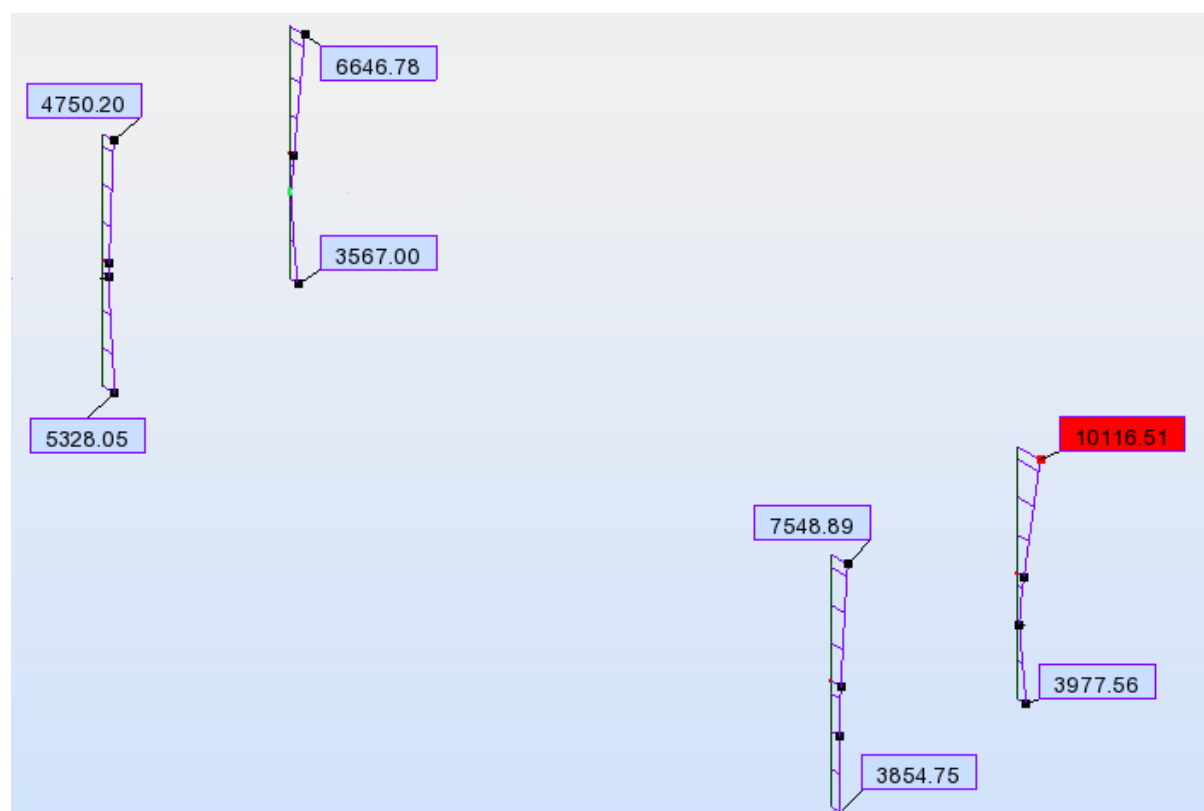


Fig. 5.32 – Diagramas de momentos longitudinais de cálculo na combinação sísmica transversal

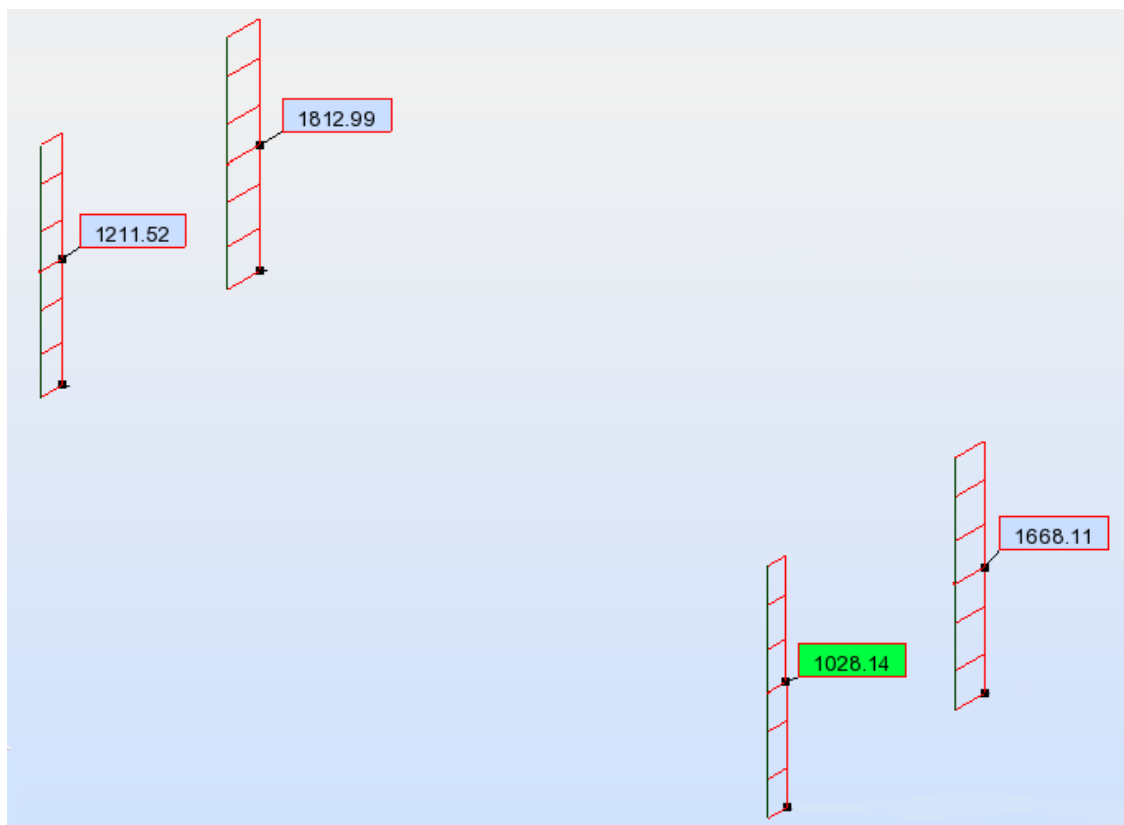


Fig. 5.33 – Diagramas de esforços transversos transversais de cálculo na combinação sísmica transversal

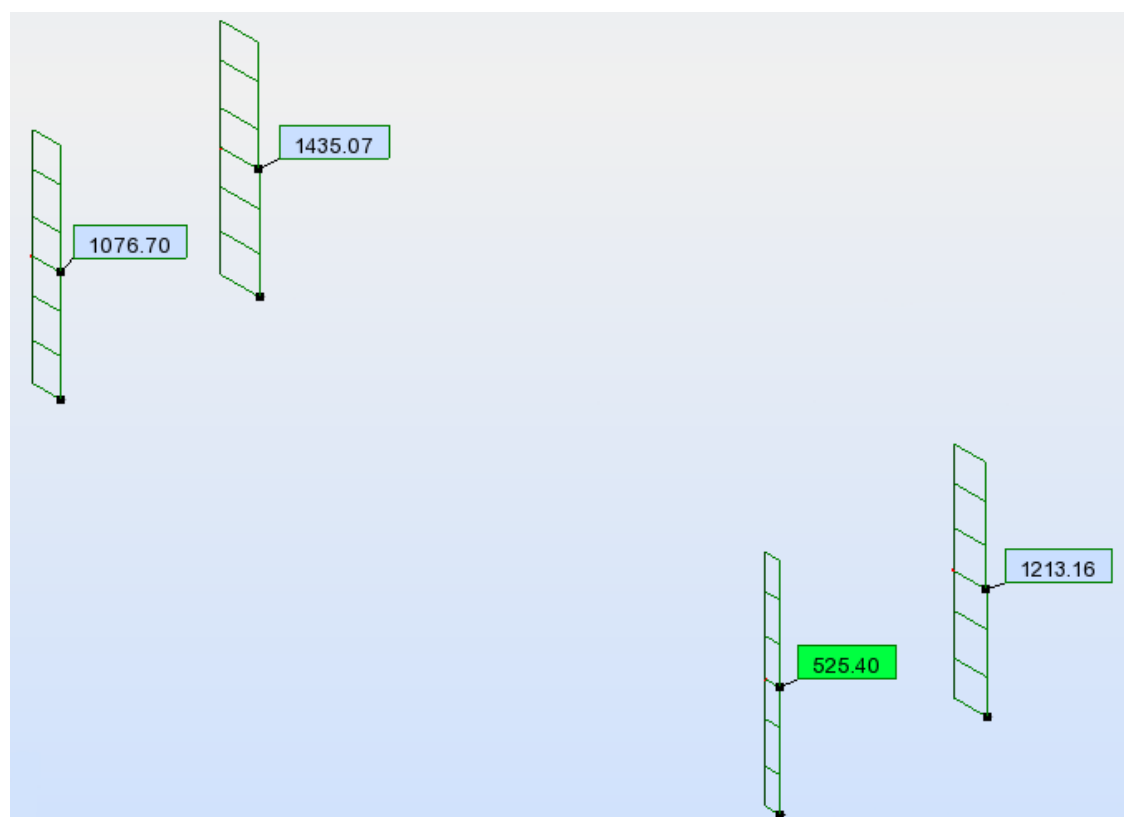


Fig. 5.34 - Diagramas de esforços transversos longitudinais de cálculo na combinação sísmica transversal

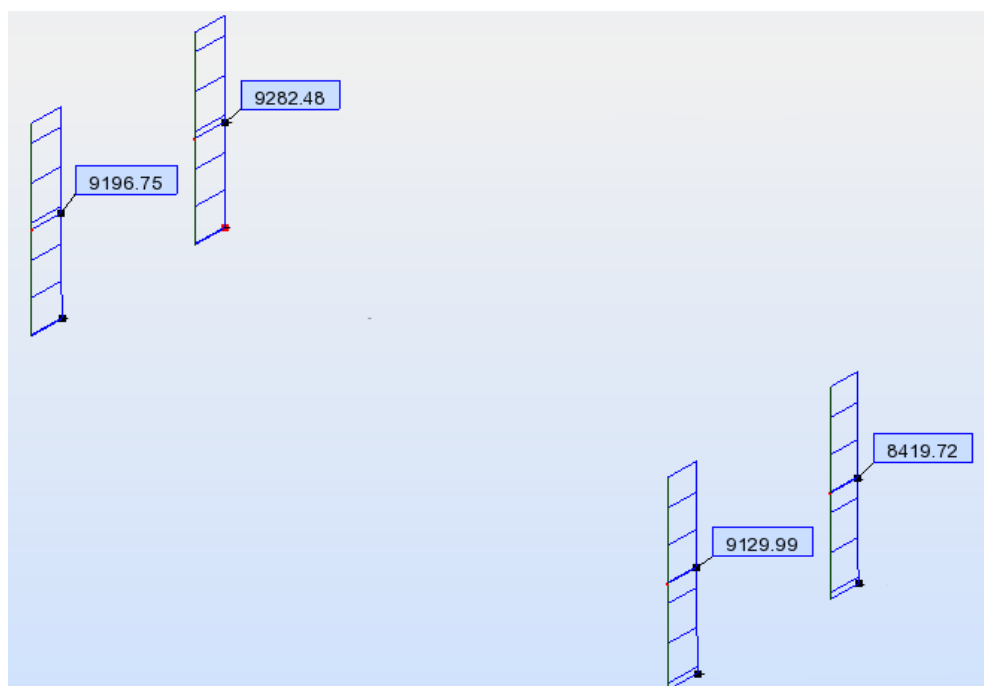


Fig. 5.35 - Diagramas de esforços axiais de cálculo na combinação sísmica transversal

Segue-se tabelado o conjunto de esforços mais condicionante para o dimensionamento de cada secção dos pilares mais esforçados. Como tal, os valores que a seguir se apresentam não correspondem às intensidades máximas de cada esforço, anteriormente representados sob a forma de diagramas, mas sim ao conjunto de esforços mais condicionante que ocorre na mesma secção do mesmo pilar.

Quadro 5.24 – Esforços de cálculo máximos da combinação sísmica transversal – análise espectral (regulam.)

Esforços Longitudinais			Esforços Transversais		
Transverso (kN)	Momento de topo (kNm)	Momento basal (kNm)	Transverso (kN)	Momento de topo (kNm)	Momento basal (kNm)
1435.1	7548.9	3567.0	1813.0	7159.7	8068.6

Esta mesma análise foi agora feita com base no espectro elaborado *in-situ*, cujos resultados se apresentam apenas tabelados, dada a pouca relevância de voltar a representar diagramas similares.

Quadro 5.25 – Deslocamentos de topo e *drifts* na combinação sísmica transversal – análise espectral (*in-situ*)

Regime	Longitudinal		Transversal	
	$\delta_{\text{topo}}$ (cm)	<i>drift</i> (cm)	$\delta_{\text{topo}}$ (cm)	<i>drift</i> (cm)
Linear	6.8	3.8	15.0	10.0
Não-linear	20.4	11.4	45.0	30.0

xQ ↻

Quadro 5.26 – Esforços de cálculo máximos da combinação sísmica transversal – análise espectral (*in-situ*)

Esforços Longitudinais			Esforços Transversais		
Transverso (kN)	Momento de topo (kNm)	Momento basal (kNm)	Transverso (kN)	Momento de topo (kNm)	Momento basal (kNm)
1241.9	5106.0	2980.1	1459.2	6524.1	6372.4



Sistematizando os resultados obtidos, é possível quantificar a influência da não-linearidade da rigidez do solo nos valores máximos dos esforços de cálculo nos pilares, para os dois espectros considerados:

Quadro 5.27 – Esforços de cálculo máximos da combinação sísmica transversal – análise espectral (regulam.)

Não-linearidade da interação solo-estrutura	Esforços Longitudinais			Esforços Transversais		
	Vy,Ed (kN)	Mx,Ed de topo (kNm)	Mx,Ed basal (kNm)	Vx,Ed (kN)	My,Ed de topo (kNm)	My,Ed basal (kNm)
Não considerada	669.1	3953.6	2113.0	1706.4	7870.7	7363.7
Considerada	1435.1	7548.9	3567.0	1813.0	7159.7	8068.6
$\Delta$ (%)	+114	+91	+69	+6	-9	+10

Quadro 5.28 – Esforços de cálculo máximos da combinação sísmica transversal – análise espectral (*in-situ*)

Não-linearidade da interação solo-estrutura	Esforços Longitudinais			Esforços Transversais		
	Vy,Ed (kN)	Mx,Ed de topo (kNm)	Mx,Ed basal (kNm)	Vx,Ed (kN)	My,Ed de topo (kNm)	My,Ed basal (kNm)
Não considerada	661.4	3915.0	2082.0	1685.4	7778.6	7277.2
Considerada	1241.9	5106.0	2980.1	1459.2	6524.1	6372.4
$\Delta$ (%)	+88	+30	+43	-13	-16	-12

Tal como já foi enunciado, a influência da não-linearidade na interação solo-estrutura concretizou-se em aumentos dos parâmetros modais, como a massa modal efetiva e o coeficiente de participação modal, dos modos de maior frequência natural, alterações estas que conferiram maior importância a estes modos, em detrimento dos modos fundamentais.

Não sendo agora os modos fundamentais a comandarem a resposta da estrutura por si só, a maior influência dos restantes modos resultou em importantes amplificações dos esforços longitudinais: os esforços transversos em Y e momentos fletores longitudinais passaram a valer por volta do dobro do que valiam quando era desprezada a influência da não-linearidade geotécnica, tendo os esforços máximos na direção transversal sofrido pequenas variações. Importa referir que os aumentos dos esforços longitudinais, apesar de corresponderem a percentagens bastante significativas dos valores iniciais, resultam em esforços de cálculo ainda razoáveis e não exacerbadamente elevados.

Importa referir que este expressivo aumento da envolvente de esforços máximos a que os pilares estão sujeitos deve-se a uma distribuição heterogénea dos esforços pela estrutura, causada pela maior contribuição dos modos de mais elevada frequência para a resposta sísmica total. Como tal, o corte basal total da estrutura assume o mesmo valor, quer seja ou não considerada a influência da não-linearidade da interação solo-estrutura, tal como não poderia deixar de ser, sendo que o que aumenta é o corte máximo no pilar mais esforçado, diminuindo o dos restantes. Esta heterogeneidade na distribuição de esforços, só detetável quando atendendo à não-linearidade da rigidez do solo, não pode ser desprezada para o dimensionamento estrutural dos pilares, ainda que não produza aumentos muito expressivos na envolvente total de esforços de dimensionamento.

Pelo que foi exposto, é razoável concluir que negligenciar a influência do comportamento não-linear da rigidez do solo pode resultar em previsões erradas dos estados de tensão e deformação que realmente afetarão a estrutura num evento sísmico.

## 5.4. ANÁLISE NÃO-LINEAR PUSHOVER

### 5.4.1. INTRODUÇÃO

Apesar de as metodologias anteriormente apresentadas, as análises lineares, serem adequadas para a determinação dos esforços sísmicos com vista o dimensionamento estrutural, estas abordagens não fornecem informação suficiente sobre o comportamento não-linear material, tão característico de estruturas de betão armado, sendo apenas considerada a ductilidade da estrutura na definição de um coeficiente de comportamento, cuja quantificação não é suficientemente rigorosa e criteriosa, tal como este tipo de comportamento complexo merece.

Nas análises lineares, os elementos da matriz de rigidez global da estrutura assumem valores constantes, o que torna esta matriz independente do nível de deformação e de ação exterior a que a estrutura está sujeita. Sendo que os elementos estruturais têm um comportamento não-linear material, isto é, sabendo que a sua rigidez varia com o nível de deformação atingido, a matriz de rigidez da estrutura deve obrigatoriamente depender do estado de tensão e de deformação a que está sujeita. Como resultado, a resolução do sistema global de equações de equilíbrio tem de seguir um procedimento iterativo para que sejam obtidas as verdadeiras soluções das equações, razão pela qual as análises não-lineares revelam-se mais morosas e computacionalmente exigentes do que as lineares.

Pelas razões expostas nos dois primeiros parágrafos desta secção, é razoável concluir que as abordagens lineares pecam na estimativa das verdadeiras necessidades de resistência e de capacidade de deformação dos elementos suscetíveis de plastificar/fendilhar perante um abalo sísmico.

Além do mais, em estruturas mais complexas, em que o mecanismo de colapso não é evidente, as análises lineares podem contabilizar erradamente a ação sísmica e o verdadeiro modo de rotura, local ou global, perdendo validade neste domínio de estruturas.

Nas análises lineares, fica também por analisar o facto de ocorrer uma progressiva diminuição da rigidez dos elementos e das ligações, em particular nas zonas onde previsivelmente se formarão as designadas rótulas plásticas – secções extremas dos pilares sujeitas a elevadas deformações pós-elásticas, circunstância esta que faz alterar profundamente o comportamento global da estrutura diferido no tempo, pois um sismo atua ciclicamente (carga e descarga) e os danos aumentam de forma progressiva, especialmente em estruturas de betão armado.

Por forma a perceber o comportamento e desempenho dos elementos estruturais à medida que a deformação avança para patamares plásticos, até ao colapso global da estrutura ou até um deslocamento máximo predefinido, proceder-se-á a uma análise estática não-linear *pushover*.

Esta metodologia, que remonta à década de 70, condiz com a filosofia de dimensionamento por capacidade resistente (*Capacity Design*), em que o foco é conhecer a resposta sísmica, a distribuição de esforços pela estrutura e a localização dos danos materiais – formação de rótulas plásticas, sendo assim possível estimar a capacidade resistente da estrutura numa fase pós-elástica e também analisar o seu nível de desempenho em termos de deformações máximas e residuais, estabilidade local e global e danos nos elementos estruturais e não estruturais [20]. Estas análises fornecem as denominadas *curvas de capacidade* que representam a evolução da relação entre o corte basal e o deslocamento do nó a controlar com o incrementar da intensidade do carregamento monotónico lateral, perante cargas verticais (gravíticas) constantes, de onde se retiram ilações sobre a capacidade deformativa e de histerese e sobre a sequência de cedência dos elementos estruturais diferida no tempo. Dado que, tal como nas abordagens anteriormente apresentadas, também é possível, nestas análises não-lineares, estimar *drifts* entre o tabuleiro e as fundações, os efeitos de 2ª ordem podem ser analisados e quantificados caso a não-linearidade geométrica não possa ser desprezada, o que se repercutiria em incrementos dos momentos fletores.

Dado que para executar uma análise *pushover* é necessário conhecer-se à partida o comportamento não-linear material dos vários elementos estruturais, esta metodologia serve *apenas* para validar, ou não, o dimensionamento feito segundo análises lineares anteriores ou então para avaliar o comportamento e a segurança de estruturas existentes, sendo sugerida a execução de reforços estruturais caso a segurança não seja garantida – mantas de fibra de carbono, FRP, ou chapas de aço a envolverem os pilares; adição de contraventamentos metálicos; reparação de fendas/descamações com betão projetado, entre outros.

Para quantificar o comportamento não-linear material de uma secção de um elemento de betão armado, é necessário estarem já definidas as características geométricas e mecânicas da mesma, isto é, a secção de betão deve ter a sua geometria definida, assim como a quantidade e a pormenorização das armaduras de aço, e o comportamento não-linear monotónico dos dois materiais deve ser conhecido sob a forma de relações tensão-deformação, as leis de comportamento material (Figuras 5.36 e 5.37).

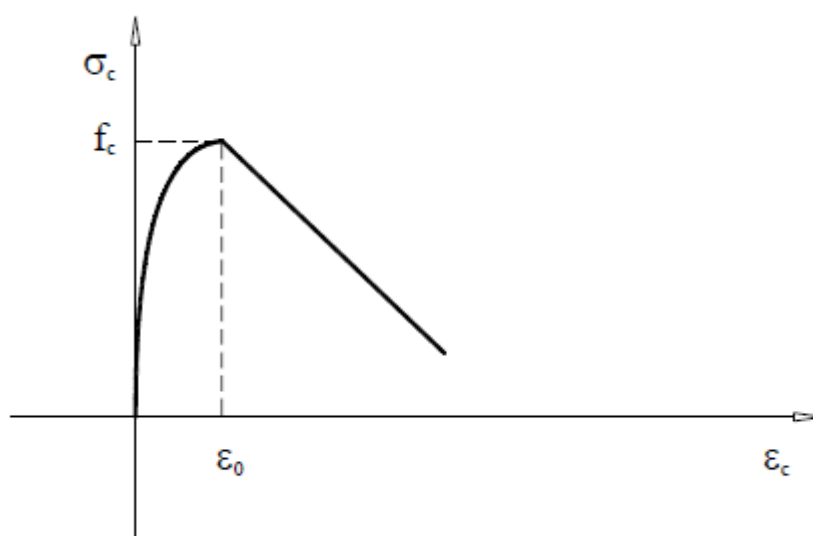


Fig. 5.36 – Lei de comportamento do betão em que é admitida resistência nula à tração [21]

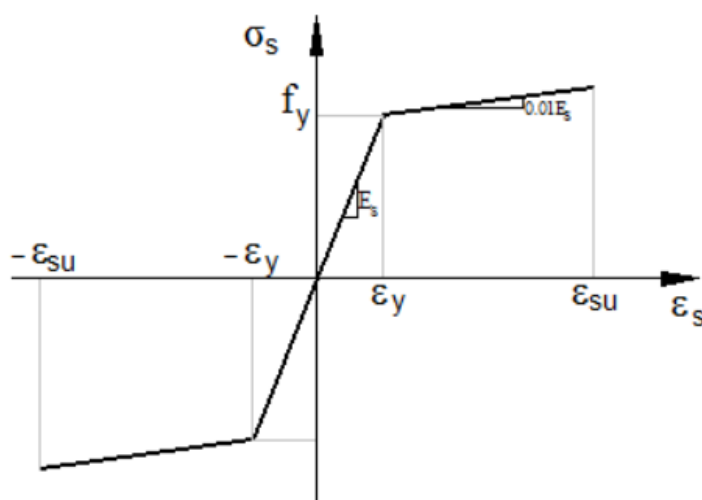


Fig. 5.37 – Lei de comportamento do aço

A resistência do betão, quando envolto por armadura transversal, é superior à do betão não cinto, devido ao efeito de confinamento que esta armadura lhe confere. O incremento de resistência é tanto maior quanto maior for a quantidade de armadura transversal (área de estribos) e quanto melhor esta estiver amarrada (número de ramos de estribos). Como tal, para atender a este efeito, terão de ser distinguidas duas leis de comportamento para estes dois *tipos* de betão – confinado e não-confinado.

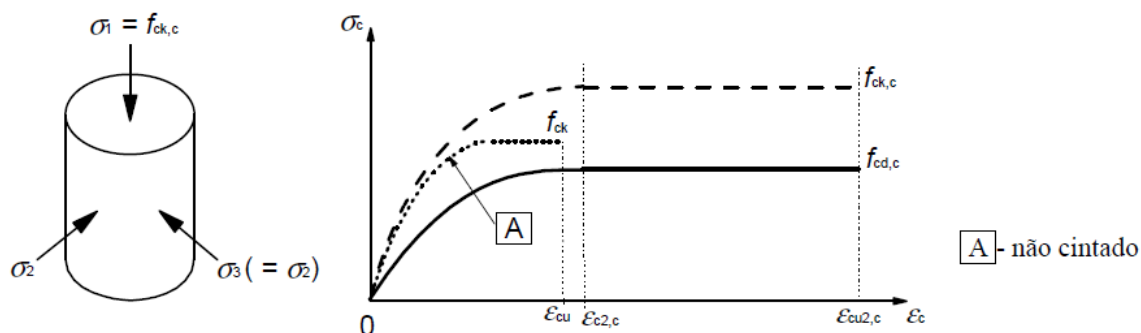


Fig. 5.38 – Leis de comportamento dos betões confinado e não-confinado, segundo o EC2 – Parte 1-1 [22]

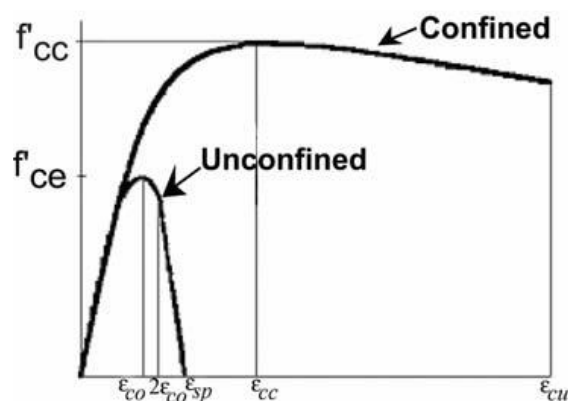


Fig. 5.39 – Leis de comportamento dos betões confinado e não-confinado, segundo o AASHTO [7]

A análise *pushover* pressupõe a ocorrência de plastificações locais, dissipadoras da energia induzida pelo sismo, que todavia não comprometam a estabilidade global da estrutura. Este controlo é feito ao nível da deformação, avaliando a capacidade dúctil das secções que plastificam, por forma a evitarem-se roturas globais. Adotando esta abordagem na conceção de obras de Engenharia Civil, fica garantido um desempenho sísmico controlado e satisfatório, mesmo perante uma solicitação tão aleatória e imprevisível como é a sísmica, ainda que esta não seja uma metodologia absolutamente isenta de imprecisões, tal como nenhuma o é.

A simplicidade de aplicação de uma análise *pushover* faz com que esta seja exequível de ser realizada em ambiente de projeto, ficando desde já aqui lançado o repto aos leitores para que este tipo de análises seja divulgado no seio dos gabinetes de projeto como uma abordagem credível e simples de aplicar e deveras superior às comuns análises lineares.

Porém, esta metodologia tem também as suas limitações: em estruturas em que os modos de vibração de frequência mais elevada têm significativa importância na resposta total (por sobreposição modal), a análise *pushover* torna-se imprecisa, pois esta análise parte do pressuposto de que a resposta da estrutura corresponde à de um sistema de um grau de liberdade, isto é, é regida pelo primeiro modo.

Como tal, em estruturas cuja resposta dinâmica não é governada maioritariamente pelo modo fundamental, como é o caso de estruturas com importantes assimetrias na distribuição da rigidez e da massa, a análise *pushover* revela-se inexata por quantificar erráticamente a distribuição das forças de inércia pela estrutura e por não acautelar os efeitos 3D – a análise é essencialmente plana, desprezando esta fonte de heterogeneidade.

Em viadutos e pontes com pilares muito altos, a grande flexibilidade repercute-se em modos fundamentais de frequências baixas cujos rácios de massa modal efetiva por massa total também poderão ser relativamente baixos, isto é, os modos de frequência mais elevada poderão assumir maior importância para a resposta total do que em estruturas mais rígidas, pelo que a análise *pushover* pode tornar-se imprecisa neste tipo de estruturas.

Ainda assim, mesmo em estruturas cuja resposta é regida pelo primeiro modo de vibração, dado que a solicitação cíclica sísmica leva a estrutura para patamares pós-elásticos e ocorre uma gradual perda de rigidez global, os modos de frequências naturais elevadas ganham maior importância relativa para a resposta total, em detrimento dos modos fundamentais, pelo que a análise *pushover* perde, também aqui, alguma precisão de cálculo.

No pórtico em estudo, a resposta dinâmica da estrutura em análise é fortemente regida pelo primeiro modo, o fundamental, em cada direção, e há uma quase-perfeita simetria em termos de massa e rigidez, pelo que os resultados de uma análise estática não-linear devem ser considerados como fidedignos quanto aos entraves supracitados. Apenas na direção transversal a análise *pushover* poderá fornecer resultados imprecisos dada a reduzida massa modal efetiva (70% da massa total) devido à consideração da não-linearidade na interação solo-estrutura.

Não obstante, surge uma outra e derradeira limitação das análises *pushover* em estruturas de betão armado: dado que o carregamento é executado de forma monotónica, não é corretamente contabilizada a progressiva diminuição de rigidez a que está sujeita a estrutura num evento sísmico real. Quando solicitada pela ação de um sismo, a estrutura sofre contínuos ciclos de carga e descarga que gradualmente degradam os seus elementos e ligações. O seguinte exemplo simples reflete bem esta limitação da análise *pushover*:

Imagine-se um pilar isolado de 10 metros de altura em betão armado, encastrado na base e livre na outra extremidade, local onde se aplica monotonicamente uma força horizontal crescente no sentido esquerda-direita, tal como ostenta a Figura 5.40a.

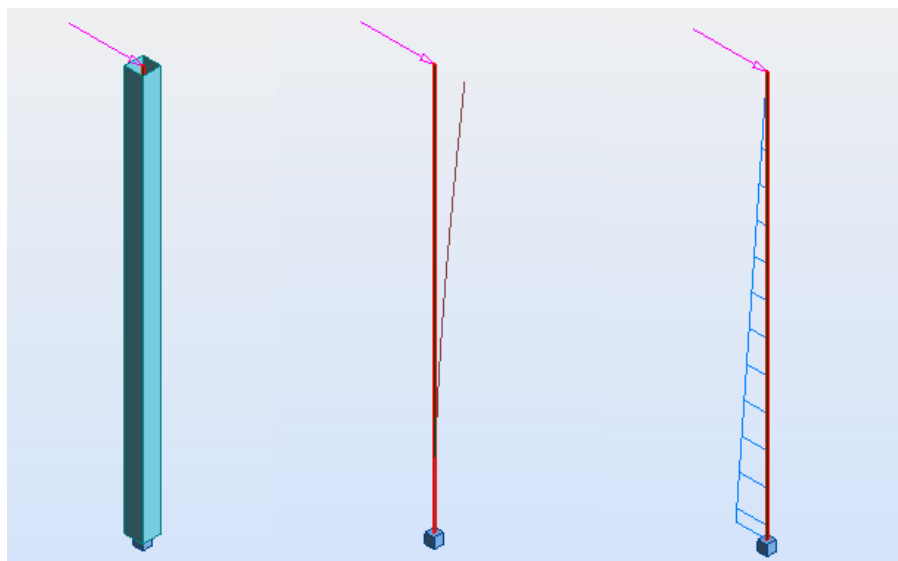


Fig. 5.40 – Modelação do exemplo (a) e resultados de deformação (b) e tensões de tração (c)

Para intensidades baixas de força lateral, o pilar deforma-se em regime elástico, não ocorrendo fendilhação, pois o momento basal ainda é inferior ao momento de fendilhação, isto é, as tensões de tração (Fig. 5.40c) que surgem na face esquerda do pilar não superam a resistência do betão face a esse tipo de tensões – *fctm*.

Com o evoluir da intensidade do carregamento, prevê-se o surgimento de fendas na face esquerda do pilar nas secções mais próximas da base, dado que é onde surgirão maiores tensões de tração no betão (Fig. 5.40c). Incrementando o valor da sollicitação, surgirão maiores e mais extensas fendas, mas sempre na face esquerda do pilar, até à rotura do mesmo ou até ser atingido um deslocamento-alvo.

Uma análise *pushover* segue, de certa forma, esta sequência de operações e todas as conclusões são tiradas com base neste tipo de carregamento – monotónico. No entanto, a realidade mostra-nos que um sismo atua de forma cíclica nos dois sentidos (e não apenas *da esquerda para a direita*), pelo que os danos surgirão necessariamente nas duas faces, o que leva a uma maior diminuição da rigidez do que a que resulta de uma análise estática não-linear. Este raciocínio generaliza-se para qualquer tipo de estrutura e representa uma séria limitação das análises *pushover*, dado que a uma menor rigidez estão associados modos de vibração de frequência mais baixa e, previsivelmente, a rácios de massa modal efetiva por massa total mais altos nos modos de frequência mais elevada, tal como foi possível perceber no exemplo da secção 5.2.2. Perdendo os modos fundamentais alguma preponderância na resposta global por sobreposição modal, é razoável concluir que os resultados da análise *pushover* podem perder a exatidão desejada.

#### 5.4.2. CONSIDERAÇÕES GERAIS SOBRE ANÁLISES DINÂMICAS NÃO-LINEARES – *TIME HISTORY*

As análises dinâmicas são as que naturalmente melhor reproduzem o comportamento estrutural diferido no tempo sob a ação sísmica pois, neste tipo de análises, a estrutura é submetida a uma sollicitação de intensidade e sentido variáveis ao longo do tempo, definida *à priori* por um acelerograma que simula o impacto real de um sismo. De facto, dada a imprevisibilidade e a dificuldade de caracterizar um evento sísmico, só testando uma estrutura sob essa ação é que se podem tirar ilações exatas sobre o comportamento dinâmico da estrutura ao longo do tempo e sobre o próprio dimensionamento estrutural. Porém, dado que cada sismo é um sismo, a utilização de vários acelerogramas é deveras importante para o traçado de uma envolvente de estados de tensão e deformação minimamente realista, o que torna as análises dinâmicas não-lineares dependentes de uma boa escolha dos acelerogramas que representem sismicamente a zona onde se insere a estrutura.

Outra vantagem das análises dinâmicas não-lineares em relação às estáticas não-lineares é o facto de ser possível entrar em linha de conta com outras fontes de dissipação de energia associadas à resposta dinâmica da estrutura e não apenas baseada na plastificação do material: o amortecimento viscoso, o efeito de *pinching*, efeito de aperto da fenda ao inverter o carregamento, a energia cinética e outros efeitos a longo prazo devem ser incorporados no mecanismo histerético de dissipação de energia.

Este tipo de análise, por contabilizar corretamente o gradual aparecimento de danos e a consequente diminuição de rigidez dos elementos afetados, é a mais apropriada para tirar ilações credíveis dos estados de tensão e deformação a que os elementos vão realmente estar sujeitos na fase pós-elástica. Porém, surgem várias contrapartidas na utilização desta abordagem de cálculo que têm condicionado a sua propagação e aceitação, em particular no mundo empresarial, das quais se destacam:

- Necessidade de recorrer à integração no tempo de complexos algoritmos que exigem capacidades computacionais e tempos de espera inapropriados a um ambiente de projeto;
- Dificuldade na escolha de acelerogramas que caracterizem a zona sísmica em análise, assim como a sua intensidade, frequência a duração (problema similar ao da escolha de espectros para as análises estáticas);

- Obrigatoriedade de ser conhecido à partida o comportamento não-linear do material sob carregamento cíclico, tanto para os elementos da estrutura como para o solo;
- Complexidade na interpretação de grandes quantidades de resultados;
- Dificuldade na obtenção da matriz de amortecimento, o que pode conduzir a imprecisões superiores a 50% na quantificação dos esforços e da resposta estrutural [23].

Devido à falta de informação quanto ao comportamento material sob carregamento cíclico de todos os elementos estruturais e também do solo na interação com as estacas, esta abordagem para o cálculo sísmico não será abordada no âmbito desta tese.

#### 5.4.3. AVALIAÇÃO DOS DANOS ESTRUTURAIS CAUSADOS PELA AÇÃO SÍSMICA

Nas estruturas de betão armado, a capacidade de deformação das secções é assegurada pela presença de armadura e pelo confinamento que confere ao betão, o qual, para pequenas deformações, fendilha e perde a sua capacidade resistente. A presença de quantidades suficientes de armadura e a sua correta pormenorização, na amarração e disposição do aço na secção, são especialmente importantes nas secções onde se antevê a ocorrência de plastificações, por forma a que a energia sísmica possa ser dissipada sem pôr em causa a integridade global da estrutura.

No pórtico que representa o viaduto em análise, dado o contraste de rigidez entre o tabuleiro e os pilares, é relativamente evidente onde ocorrerão danos estruturais e plastificações num evento sísmico: estes surgem necessariamente nas secções de topo e de base dos pilares, onde se desenvolvem maiores esforços flexionais e portanto onde ocorrerá maior fendilhação do betão e potencialmente plastificação da armadura; é precisamente nas extremidades dos pilares que se formam as rótulas plásticas.

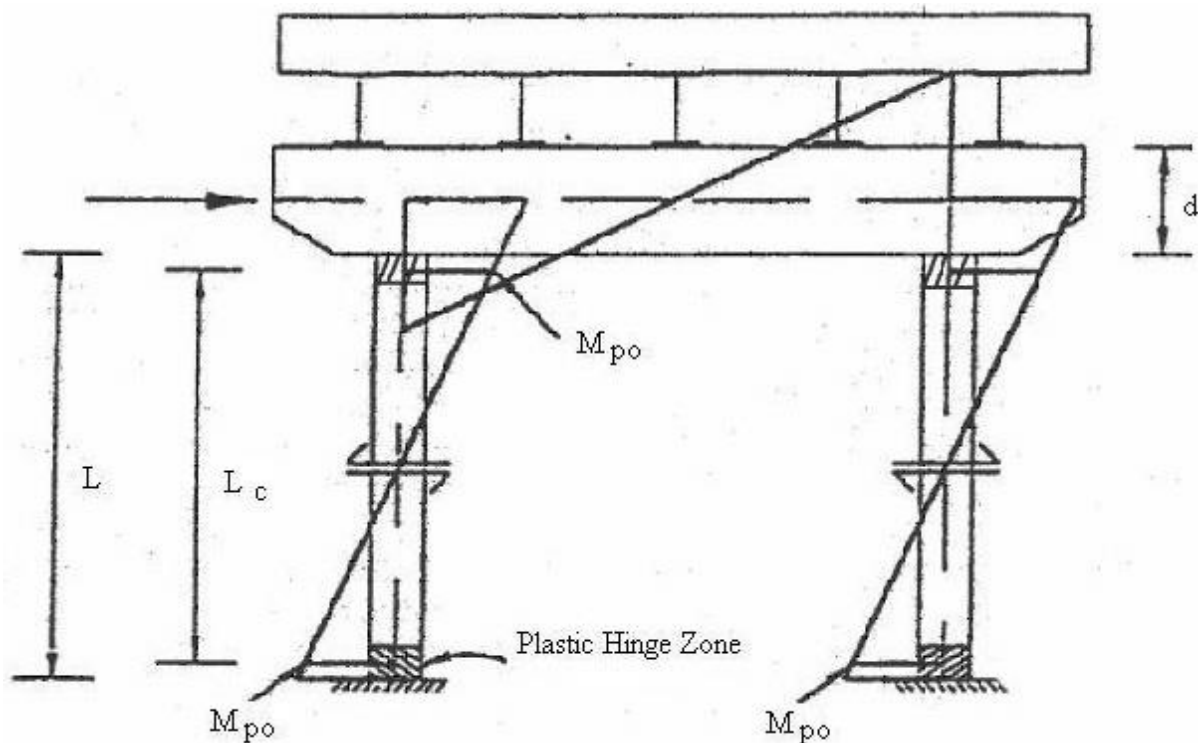


Fig. 5.41 – Localização típica das rótulas plásticas, segundo AASHTO [7]

Esta prática de dimensionamento, adotada na Engenharia de Pontes, de *forçar* a plastificação a ocorrer nos pilares, concentrando os danos nas suas extremidades, é antagônica às práticas de dimensionamento de edifícios, em que se pretende que o dano surja nas vigas. Em ambos os casos, o objetivo é arquitetar uma sequência de cedência estrutural controlada para a dissipação da energia que assegure a estabilidade global da estrutura.

Como tal, o mecanismo histerético de dissipação de energia adotado nas pontes e viadutos impõe uma necessidade de dotar os pilares de grande ductilidade para que possam suportar as importantes deformações plásticas induzidas pelo sismo sem que a rotura dos mesmos seja atingida, o que comprometeria globalmente a estrutura. A falta de rigor no cálculo e pormenorização das armaduras, em especial as transversais, é uma das principais causas apontadas para os colapsos de pontes e viadutos registados historicamente, dada a falta de ductilidade das rótulas plásticas (Fig. 5.42 e 5.43).

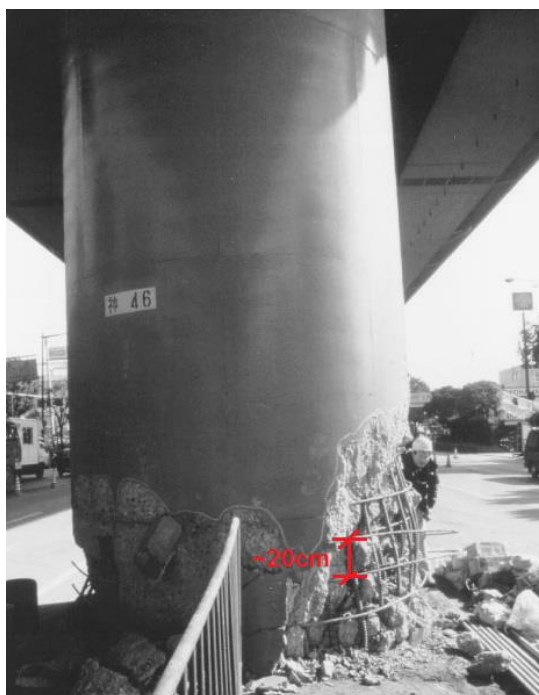


Fig. 5.42 – Rotura de um pilar por falta de ductilidade – espaçamento entre estribos excessivo, adaptado de [32]



Fig. 5.43 – Rotura de um pilar por falta de ductilidade durante o sismo de 1985 no México [33]



A plastificação a que estas secções ficam sujeitas sob a ação sísmica introduz danos materiais que devem ser posteriormente reparados. Para agilizar e facilitar a operação de reparação pós-sismo, dada a importância desta obra-de-arte no plano de mobilidade numa situação de calamidade, é conveniente salvaguardar as secções de topo dos pilares, por serem de difícil acesso, em detrimento das secções de base, facilmente reparáveis logo após o sismo. Para o efeito, deve-se estimular uma hierarquia de resistência em que se confira um coeficiente de segurança superior nas secções de topo dos pilares em relação ao das secções basais, isto é, uma sobre-resistência das primeiras em relação às últimas.

#### 5.4.4. DEFINIÇÃO DO COMPORTAMENTO NÃO-LINEAR MATERIAL

Para que seja possível correr uma análise *pushover*, é necessário conhecerem-se as variações da rigidez dos materiais constituintes da estrutura, betão e aço, em função das tensões e deformações a que estarão sujeitos, isto é, os valores do módulo de rigidez ( $E$ ) nas diferentes fases pré e pós-elásticas, representados sob a forma gráfica pelas relações tensão-deformação que constam na secção 5.4.1. nas Figuras 5.38 e 5.39, as denominadas leis de comportamento material.

Quanto às secções compostas de betão armado, o seu comportamento não-elástico é representado por curvas do tipo força-deslocamento ou momento-rotação cujas inclinações, variantes ao longo da deformação, dependem das leis de comportamento material supracitadas, das quantidades de betão e armadura e da sua disposição geométrica.

Os pilares de betão armado, quando carregados monotonicamente, tal como a análise *pushover* prescreve, assumem 3 fases de comportamento distinto com o aumento da intensidade da solicitação:

- Fase não-fendilhada, logo de rigidez máxima, em que os pilares estão praticamente em compressão simples – o betão e o aço encontram-se em regime elástico;
- Fase fendilhada, de rigidez inferior à inicial, em que as trações surgem no betão devido aos, agora expressivos, momentos flectores e ocorre fendilhação dada a baixa resistência do betão à tração – o betão plastifica parcialmente e o aço permanece em regime elástico;
- Fase em que a armadura entra em cedência, pelo que a rigidez da secção composta decresce sobremaneira.

#### 5.4.5. MODELAÇÃO DO COMPORTAMENTO NÃO-LINEAR MATERIAL

Existem duas filosofias quanto à modelação em *software* da não-linearidade material nas análises *pushover*: uma idealiza que a plasticidade está concentrada nas secções em que se perspetiva um comportamento sísmico inelástico, as rótulas plásticas, e a segunda admite que a plasticidade é distribuída pelos elementos estruturais que previsivelmente venham a fendilhar e plastificar, recorrendo a modelos de fibras que caracterizem mecanicamente as suas secções.

##### 5.4.5.1. Plasticidade concentrada

A metodologia de plasticidade concentrada baseia-se em modelar rótulas plásticas sob a forma de molas rotacionais nas extremidades dos elementos dissipadores de energia. Uma alternativa à modelação de molas é a subdivisão do elemento em 3 troços, em que os dois extremos correspondem às rótulas plásticas. Em ambos os casos, o troço central do elemento assume um comportamento linear elástico, ao passo que as rótulas plásticas são regidas por leis de comportamento inelástico no formato momento-curvatura, normalmente compostas por 3 tramos correspondentes às 3 fases de comportamento enunciadas na secção anterior.

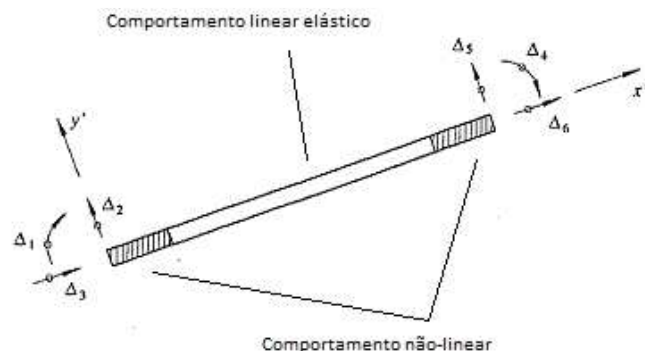


Fig. 5.44 – Elemento de barra com rótulas plásticas nas extremidades, adaptado de [25]

Na Engenharia de Pontes, o historial de observação de roturas de pilares de estruturas em *rigid deck model* (tabuleiro rígido) permitiu depreender que, em pontes e viadutos, o dano concentra-se nas extremidades dos pilares, numa extensão bem delimitada cuja quantificação será abordada com mais detalhe ainda nesta secção, pelo que a filosofia de plasticidade concentrada aparentemente coaduna-se com a realidade e, como tal, os resultados deverão ser considerados credíveis.

As vantagens da abordagem com rótulas plásticas em relação à da plasticidade distribuída são a simplicidade de aplicação, especialmente em estruturas cuja localização das rótulas plásticas é evidente, e a maior celeridade e economia de cálculo numérico na resolução computadorizada.

Para o cálculo do comprimento das rótulas plásticas,  $L_p$ , surgiram várias fórmulas ao longo dos anos, sugeridas por vários autores, das quais se destaca a expressão 5.12, que foi proposta por Kappos [26], e a fórmula 5.13, que se deve a estudos empíricos posteriores, conduzidos por Pauley e Priestley [27] no sentido de refinarem a primeira, entrando em linha de conta com a tensão de cedência do aço. Por último, o EC8 – Parte 2 [4] sugere a expressão 5.14.

$$L_p = 0.08 * L + 6 * \phi \quad (5.12)$$

$$L_p = 0.08 * L + 0.022 * f_{yk} * \phi \geq 0.044 * f_{yk} * \phi \quad (5.13)$$

$$L_p = 0.10 * L + 0.015 * f_{yk} * \phi \quad (5.14)$$

em que:

$$k = 0.2 * \left( \frac{f_{uk}}{f_{yk}} - 1 \right) \leq 0.08;$$

$$L_{sp} = 0.022 * f_{yk} * \phi \text{ (m);}$$

$L$  – comprimento do pilar (m);

$L_c$  - comprimento da secção crítica ao ponto de inflexão,  $M=0$  (m);

$\phi$  – diâmetro da armadura longitudinal (m);

$f_{yk}$  – tensão de cedência da armadura longitudinal (MPa).

#### 5.4.5.2. Plasticidade distribuída

Quanto à segunda abordagem, a análise não-linear com plasticidade distribuída é a mais precisa pelo facto de ser capaz de determinar a localização da plastificação ao nível da secção dos elementos e a verdadeira extensão do elemento sujeita ao comportamento não-linear material, não incorrendo no erro associado à definição de um comprimento de plastificação,  $L_p$ , que pode não corresponder à realidade. De facto, a extensão das rótulas plásticas é variável ao longo do tempo pois as secções mais extremas, por estarem mais esforçadas do que as mais distantes das extremidades do elemento, plastificam primeiro do que estas, pelo que a extensão do elemento em regime pós-elástico aumenta à medida que o carregamento monotónico progride.

Para o efeito, a abordagem com plasticidade distribuída recorre a modelos de fibras para integração numérica ao longo do elemento em análise, em que a secção transversal do mesmo é discretizada em várias fibras associadas ao material que as constitui. No caso de haver variação da secção ao longo da extensão do elemento, terão de ser discretizadas várias secções para que o comportamento global seja corretamente obtido. Em elementos de betão armado, as fibras podem estar associadas a betão confinado, não-confinado ou ao aço de reforço (Fig. 5.45).

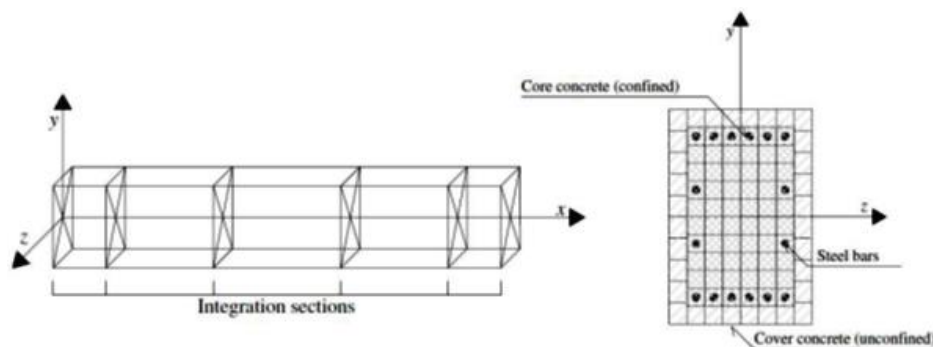


Fig. 5.45 – Modelo de fibras de um elemento de betão armado [28]

#### 5.4.6. MODELAÇÃO EM OPENSEES

O *software* utilizado para efetuar a análise estática não-linear foi o *Open System for Earthquake Engineering Simulation*, *OpenSees* [29], desenvolvido por Frank McKenna e Gregory Fenves para o *Pacific Earthquake Engineering Center* (PEER) da Universidade de Berkeley, Califórnia. O *OpenSees* é um *software open-source* baseado na linguagem de programação TCL que, por ter sido criado especificamente para a investigação, peca na interface gráfica, inexistente, a que a maioria dos *softwares* comerciais modernos nos têm habituado, o que torna a modelação de estruturas complexas uma tarefa deveras árdua, dificultando especialmente a *caça ao erro* pelas infintas linhas de código. Não obstante a arduidade supracitada, o *OpenSees* é uma poderosa máquina para o cálculo não-linear, estático ou dinâmico, e bastante versátil, sendo possível operar todo o tipo de análises e obter resultados quanto aos esforços, tensões, deformações e parâmetros modais. A possibilidade de escolher o método de análise, de integração, de convergência e de numeração dos graus de liberdade torna o *OpenSees* um dos *softwares* mais rápidos no cálculo de estruturas se boas opções forem tomadas quanto aos métodos supracitados.

A análise *pushover* será realizada com base na abordagem de plasticidade distribuída: os pilares serão modelados com elementos de barra de comportamento não-linear material (*nonlinearBeamColumn*) cuja secção e materiais constituintes serão discretizados por fibras [30], tal como a Figura 5.45 sugere. Os restantes elementos estruturais (tabuleiro e fundações) serão modelados com elementos de barra de comportamento linear elástico (*elasticBeamColumn*), dado que se considera à partida que estes elementos manter-se-ão em regime elástico e que, por conseguinte, serão os pilares a absorver a totalidade da energia sísmica por plastificação.

Quanto à interação solo-estrutura, esta será modelada com elementos de barra fictícios de comprimento nulo (*zeroLength*) cujas propriedades mecânicas simulam a rigidez do solo mobilizada em cada estaca nas várias direções, isto é, funcionarão como molas translacionais de comportamento não-linear, tal como foi modelado em *Robot*. A estes elementos, que ligam nós coincidentes (de iguais coordenadas) ao longo da extensão das estacas, estão associadas as curvas de mobilização da rigidez do solo nas direções longitudinal e transversal respetivas à estaca (reduzidas pelos coeficientes  $P_m$ ) e também na direção vertical exclusivamente nos pares de nós da base das estacas. As rigidezes destes elementos *zeroLength* segundo os restantes graus de liberdade assumem valores muito baixos dada a falta de oposição que o solo oferece às estacas nessas direções de movimentação.

#### 5.4.6.1. Definição da geometria da estrutura

De modo a que a análise *pushover* reflita bem o comportamento da estrutura quando solicitada pela ação sísmica, o modelo deve ser o mais discretizado possível, pelo que se optou por modelar a infraestrutura conjuntamente com a superestrutura, tal como na modelação em *Robot*.

A modelação será tridimensional com 6 graus de liberdade por nó e o sistema de coordenadas (1, 2, 3) do *OpenSees* corresponde às direções, em *Robot*, (Y, Z, X), respetivamente, pelo que a direção longitudinal agora será a primeira coordenada (1), a transversal a terceira (3) e a vertical a segunda (2).

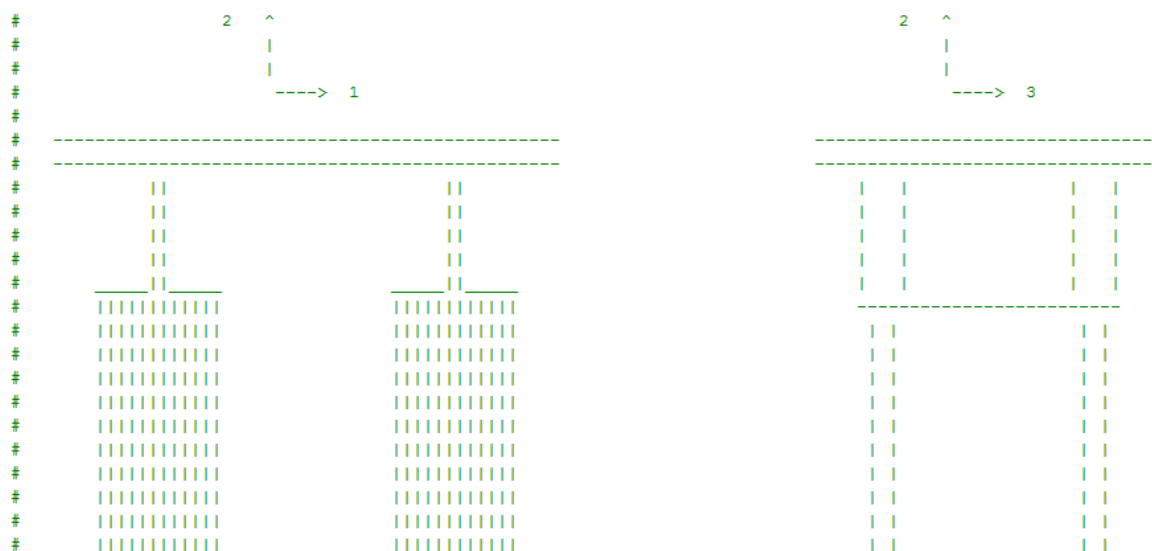


Fig. 5.46 – Representação simples da estrutura no sistema de coordenadas global no *script* em TCL

O modelo é constituído por um total de 3835 nós e 3840 barras, cuja numeração será agora enunciada.

Cada estaca é composta por 41 nós (Fig. 5.47) – 20 pares de nós espaçados de um metro (a serem ligados pelas barras fictícias de extensão nula) e um único nó no topo da estaca (ligado por *rigid link* ao maciço), formando no total 40 elementos de barra – 19 troços de um metro de extensão representativos da própria estaca, um troço de topo da estaca de meio metro e 20 barras *zeroLength* que representam a rigidez do solo segundo os 6 graus de liberdade.

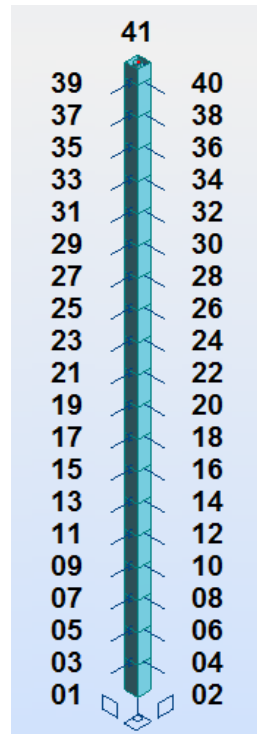


Fig. 5.47 – Numeração dos nós de cada estaca, em alçado

A numeração dos nós de todas as estacas recorre a quatro algoritmos, em que os dois últimos são os anteriormente expostos na Fig. 5.47 e os dois primeiros são referentes à estaca em que se inserem:

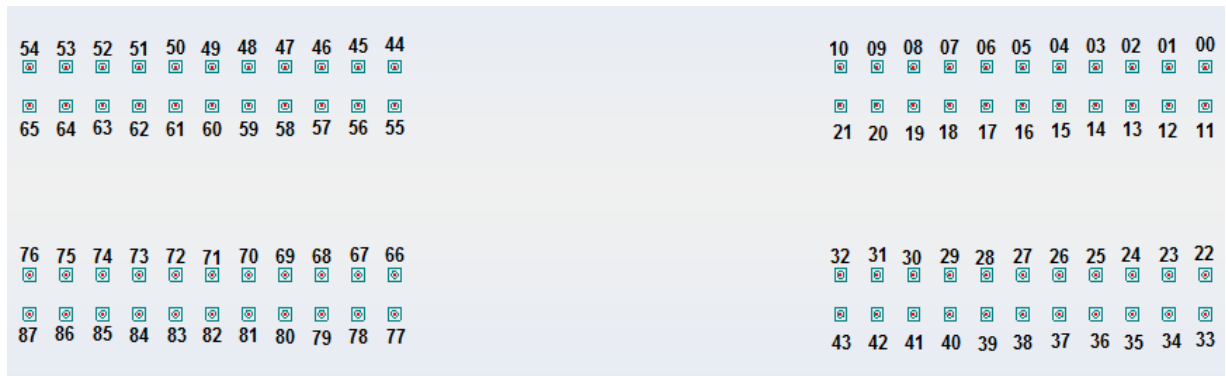


Fig. 5.48 – Numeração das estacas, em planta

A título de exemplo, o nó de topo (41) da estaca nº 70 designa-se por 7041.

Quanto aos maciços de encabeçamento de estacas, a numeração adotada para os 62 nós pertence ao intervalo 9001-9062 e é esquematizada na seguinte imagem:



Fig. 5.49 – Numeração dos nós dos maciços de encabeçamento, em planta

Na modelação da superestrutura, cada pilar é subdividido em três troços, para representar a correta variação das quantidades de armadura ao longo dos mesmos, em que os dois troços extremos têm 2 metros de comprimento e o central 5 metros, pelo que tem associados 4 nós em que o de topo corresponde ao da carlinga onde liga. Como tal, os 4 pilares totalizam 12 barras e 16 nós, numerados tal como a Figura 5.50 enuncia.

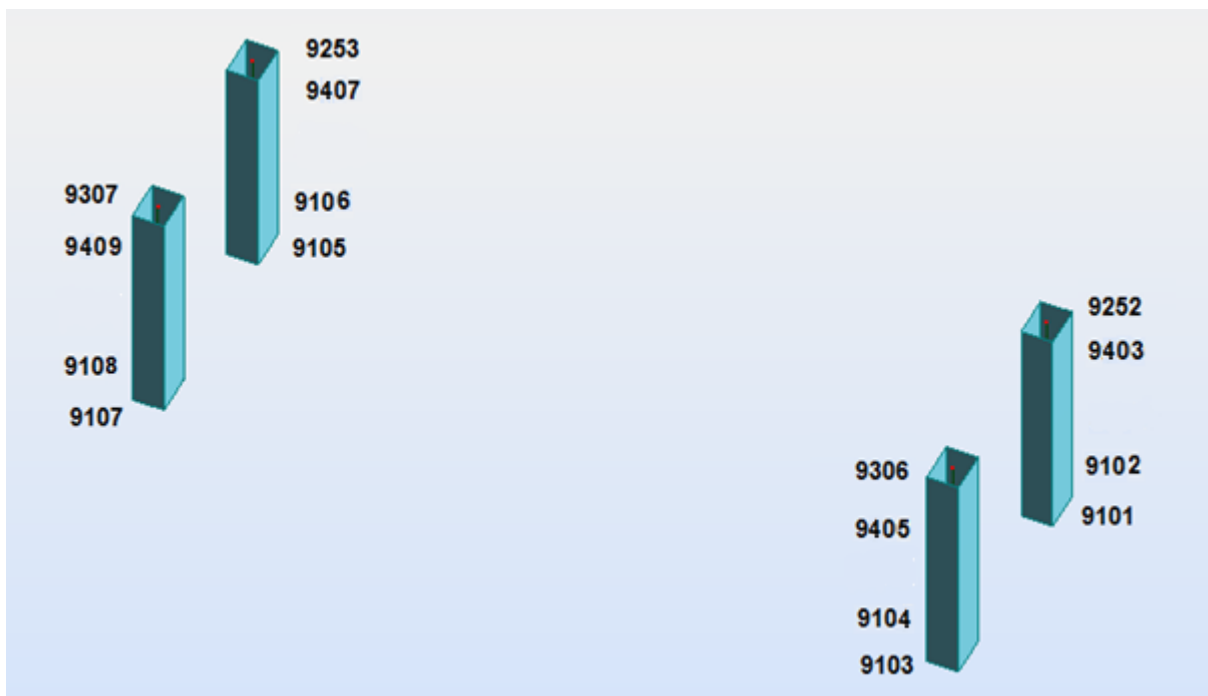


Fig. 5.50 – Numeração dos nós dos pilares, em alçado



```

# Spring definition-----
set matTagTrS 80;          # Assign a tag number to the 0.8 lateral spring material
set K1 6820.00;           # Lateral spring stiffness in 1st branch
set K2 3262.40;           # Lateral spring stiffness in 2nd branch
set K3 259.20;            # Lateral spring stiffness in 3rd branch
set f1 109.12;            # Force in 1st break
set f2 259.19;            # Force in 2nd break
TrilinearSpring2D $matTagTrS $K1 $K2 $K3 $f1 $f2

set matTagTrS 40;          # Assign a tag number to the 0.4 lateral spring material
set K1 3410.00;           # Lateral spring stiffness in 1st branch
set K2 1631.20;           # Lateral spring stiffness in 2nd branch
set K3 129.60;            # Lateral spring stiffness in 3rd branch
set f1 54.56;             # Force in 1st break
set f2 129.60;            # Force in 2nd break
TrilinearSpring2D $matTagTrS $K1 $K2 $K3 $f1 $f2

set matTagTrS 30;          # Assign a tag number to the 0.3 lateral spring material
set K1 2557.50;           # Vertical spring stiffness in 1st branch
set K2 1223.40;           # Vertical spring stiffness in 2nd branch
set K3 97.20;             # Vertical spring stiffness in 3rd branch
set f1 40.92;             # Force in 1st break
set f2 97.20;             # Force in 2nd break
TrilinearSpring2D $matTagTrS $K1 $K2 $K3 $f1 $f2

set matTagTrS 20;          # Assign a tag number to the 0.2 lateral spring material
set K1 1705.00;           # Vertical spring stiffness in 1st branch
set K2 815.60;            # Vertical spring stiffness in 2nd branch
set K3 64.80;             # Vertical spring stiffness in 3rd branch
set f1 27.28;             # Force in 1st break
set f2 64.80;             # Force in 2nd break
TrilinearSpring2D $matTagTrS $K1 $K2 $K3 $f1 $f2

```

Fig. 5.52 – Modelação das molas laterais trilineares no script em TCL

```

set matTagTrS 3;           # Assign a tag number to the vertical spring material
set K1 14483.00;           # Vertical spring stiffness in 1st branch
set K2 4912.00;           # Vertical spring stiffness in 2nd branch
set K3 778.00;            # Vertical spring stiffness in 3rd branch
set f1 420.00;            # Force in 1st break
set f2 699.99;            # Force in 2nd break
TrilinearSpring2D $matTagTrS $K1 $K2 $K3 $f1 $f2

set matTagTrS 4;           # Assign a tag number to the low stiffness spring material
set K1 3;                 # Vertical spring stiffness in 1st branch
set K2 2;                 # Vertical spring stiffness in 2nd branch
set K3 1;                 # Vertical spring stiffness in 3rd branch
set f1 100;               # Force in 1st break
set f2 200;               # Force in 2nd break
TrilinearSpring2D $matTagTrS $K1 $K2 $K3 $f1 $f2

```

Fig. 5.53 – Modelação das molas vertical e fictícia trilineares no script em TCL

Estando os materiais representativos da rigidez do solo criados, modelam-se os elementos *zeroLength*, associando a cada grau de liberdade a rigidez respetiva. No elemento *zeroLength* que une os nós 01 e 02 de cada estaca, às direções longitudinal e transversal (1 e 3) está associado um material da Fig. 5.52 (depende da estaca em causa), à direção vertical (2) está associado o material ‘3’ da Fig. 5.53 e aos restantes graus de liberdade (4, 5 e 6) está associado o material de rigidez muito baixa – ‘4’. Nos restantes 19 elementos *zeroLength* de cada estaca, às direções 1 e 3 está associado o mesmo material da Fig. 5.52 e aos restantes graus de liberdade está associado o material ‘4’ da Fig. 5.53.



```

element zeroLength 10011002 1001 1002 -mat 20 3 80 4 4 4 -dir 1 2 3 4 5 6
element zeroLength 10031004 1003 1004 -mat 20 4 80 4 4 4 -dir 1 2 3 4 5 6
element zeroLength 10051006 1005 1006 -mat 20 4 80 4 4 4 -dir 1 2 3 4 5 6
element zeroLength 10071008 1007 1008 -mat 20 4 80 4 4 4 -dir 1 2 3 4 5 6
element zeroLength 10091010 1009 1010 -mat 20 4 80 4 4 4 -dir 1 2 3 4 5 6
element zeroLength 10111012 1011 1012 -mat 20 4 80 4 4 4 -dir 1 2 3 4 5 6
element zeroLength 10131014 1013 1014 -mat 20 4 80 4 4 4 -dir 1 2 3 4 5 6
element zeroLength 10151016 1015 1016 -mat 20 4 80 4 4 4 -dir 1 2 3 4 5 6
element zeroLength 10171018 1017 1018 -mat 20 4 80 4 4 4 -dir 1 2 3 4 5 6
element zeroLength 10191020 1019 1020 -mat 20 4 80 4 4 4 -dir 1 2 3 4 5 6
element zeroLength 10211022 1021 1022 -mat 20 4 80 4 4 4 -dir 1 2 3 4 5 6
element zeroLength 10231024 1023 1024 -mat 20 4 80 4 4 4 -dir 1 2 3 4 5 6
element zeroLength 10251026 1025 1026 -mat 20 4 80 4 4 4 -dir 1 2 3 4 5 6
element zeroLength 10271028 1027 1028 -mat 20 4 80 4 4 4 -dir 1 2 3 4 5 6
element zeroLength 10291030 1029 1030 -mat 20 4 80 4 4 4 -dir 1 2 3 4 5 6
element zeroLength 10311032 1031 1032 -mat 20 4 80 4 4 4 -dir 1 2 3 4 5 6
element zeroLength 10331034 1033 1034 -mat 20 4 80 4 4 4 -dir 1 2 3 4 5 6
element zeroLength 10351036 1035 1036 -mat 20 4 80 4 4 4 -dir 1 2 3 4 5 6
element zeroLength 10371038 1037 1038 -mat 20 4 80 4 4 4 -dir 1 2 3 4 5 6
element zeroLength 10391040 1039 1040 -mat 20 4 80 4 4 4 -dir 1 2 3 4 5 6

```

Fig. 5.54 – Modelação dos elementos *zeroLength* no script em TCL (no caso, são os da estaca nº 10)

Quanto aos pilares, para modelar o seu comportamento não-linear e discretizar a sua secção em fibras, é necessário conhecerem-se as quantidades de armadura longitudinal e transversal e a sua disposição na secção de betão. Para tal, proceder-se-á agora ao dimensionamento das armaduras para as combinações sísmicas em estado limite último.

Com base nas análises lineares, foi possível obter os esforços sísmicos de cálculo a que está sujeito o pórtico, já combinados com os esforços relativos às outras ações da combinação sísmica (peso próprio, restantes cargas permanentes e sobrecarga rodoviária), pelo que é agora possível dimensionar as armaduras dos pilares nas duas secções condicionantes: topo e base dos mesmos.

A combinação de esforços mais condicionante para o dimensionamento da armadura longitudinal de um elemento em flexão composta desviada corresponde aos momentos fletores máximos, associados ao esforço axial (de compressão) mínimo, de modo a que as trações sejam mais elevadas e extensas ao nível da secção e, por conseguinte, seja necessária uma maior quantidade de armadura longitudinal.

Quanto à secção de topo do pilar, o conjunto de esforços mais condicionante foi o resultante da combinação sísmica espectral na direção longitudinal, quando considerada a influência da não-linearidade da interação solo-estrutura:

Quadro 5.29 – Envolvente de esforços de cálculo das combinações sísmicas para a secção de topo

Esforço axial (mínimo)	Esforços Longitudinais (máximos)		Esforços Transversais (máximos)	
N <sub>Ed</sub> (kN)	V <sub>y,Ed</sub> (kN)	M <sub>x,Ed</sub> de topo (kNm)	V <sub>x,Ed</sub> (kN)	M <sub>y,Ed</sub> de topo (kNm)
4713.7	1944.7	10413.6	1239.8	5505.9

Recorrendo ao manual *Tabelas e Ábacos de Dimensionamento de Secções de Betão Solicitadas à Flexão e a Esforços Axiais Segundo o Eurocódigo 2* [34], calculam-se os valores reduzidos dos momentos fletores ( $\mu$ ) e do esforço normal ( $\nu$ ) para a secção de topo dos pilares:

$$\text{Flexão composta desviada} \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = \frac{M_{x,Ed}}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}} = \frac{10413.6}{1.6 \cdot 1.2^2 \cdot 35000/1.5} = 0.194 \quad (5.15) \\ \mu_y = \frac{M_{y,Ed}}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}} = \frac{5505.9}{1.2 \cdot 1.6^2 \cdot 35000/1.5} = 0.077 \quad (5.16) \\ v = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{4713.7}{1.2 \cdot 1.6 \cdot 35000/1.5} = 0.105 \quad (5.17) \end{array} \right.$$

Dada a discrepância entre os comprimentos dos lados da secção dos pilares (1.20 x 1.60), o ábaco utilizado foi o 6º do manual supracitado, o qual estipula que 2/3 da armadura longitudinal total ( $A_{s,tot}$ ) seja disposta nos lados maiores (1.60) e o restante 1/3 nos lados menores (1.20). Neste ábaco, aos momentos e esforço axial reduzidos ( $\mu_x$ ,  $\mu_y$  e  $v$ ) anteriormente calculados está associada uma percentagem mecânica de armadura ( $\varpi$ ) necessária de 0.44, por interpolação ( $0.0 < v < 0.2$ ).

$$\varpi = \frac{A_{s,tot}}{b \cdot h} \frac{f_{yd}}{f_{cd}} (=) A_{s,tot} = \varpi \cdot b \cdot h \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.44 \cdot 1.6 \cdot 1.2 \cdot \frac{35/1.5}{420/1.15} = 0.05397 \text{ m}^2 \quad (5.18)$$

$$A_{s,tot} = 539.7 \text{ cm}^2 \rightarrow 68 \phi 32 (546.7 \text{ cm}^2) \rightarrow \rho = \frac{A_{s,tot}}{A_c} = \frac{0.0547}{1.2 \cdot 1.6} = 0.03 \quad \text{O.K.} \quad (5.19)$$

Quanto ao esforço transversal, o cálculo da armadura transversal (estribos) deve assegurar que, na secção de topo, a resistência ao esforço transversal o supera:

$$V_{Rd,s} \geq V_{Ed} (=) \left\{ \begin{array}{l} \frac{A_{sw,y}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta \geq 1944.7 (=) \frac{A_{sw,y}}{s} \geq \frac{1944.7}{(0.9 \cdot 1.15) \cdot \frac{420E3}{1.15} \cdot 2.5} = 20.6 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (5.20) \\ \frac{A_{sw,x}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta \geq 1239.8 (=) \frac{A_{sw,x}}{s} \geq \frac{1239.8}{(0.9 \cdot 1.55) \cdot \frac{420E3}{1.15} \cdot 2.5} = 9.7 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (5.21) \end{array} \right.$$

Quanto à secção basal do pilar, o conjunto de esforços mais condicionante foi o obtido da combinação sísmica na direção transversal baseada na análise espectral, quando considerada a influência da não-linearidade da rigidez do solo:

Quadro 5.30 – Envolvente de esforços de cálculo das combinações sísmicas para a secção basal

Esforço axial (mínimo)	Esforços Longitudinais (máximos)		Esforços Transversais (máximos)	
$N_{Ed}$ (kN)	$V_{y,Ed}$ (kN)	$M_{x,Ed}$ basal (kNm)	$V_{x,Ed}$ (kN)	$M_{y,Ed}$ basal (kNm)
4713.7	1435.1	3567.0	1813.0	8068.6

Recorrendo novamente ao manual *Tabelas e Ábacos de Dimensionamento de Secções de Betão Solicitadas à Flexão e a Esforços Axiais Segundo o Eurocódigo 2* [34], calculam-se os valores reduzidos dos momentos fletores ( $\mu$ ) e do esforço normal ( $v$ ), agora para a secção basal dos pilares:

$$\text{Flexão composta desviada} \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = \frac{M_{x,Ed}}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}} = \frac{3567.0}{1.6 \cdot 1.2^2 \cdot 35000/1.5} = 0.100 \quad (5.22) \\ \mu_y = \frac{M_{y,Ed}}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}} = \frac{8068.6}{1.2 \cdot 1.6^2 \cdot 35000/1.5} = 0.066 \quad (5.23) \\ \nu = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{4713.7}{1.2 \cdot 1.6 \cdot 35000/1.5} = 0.105 \quad (5.24) \end{array} \right.$$

Recorrendo novamente ao ábaco 6, devido aos momentos e esforço axial reduzidos ( $\mu_x$ ,  $\mu_y$  e  $\nu$ ) anteriormente calculados, é necessária uma percentagem mecânica de armadura longitudinal ( $\varpi$ ) mínima de 0.30, por interpolação ( $0.0 < \nu < 0.2$ ).

$$\varpi = \frac{A_{s,tot}}{b \cdot h} \frac{f_{yd}}{f_{cd}} (=) A_{s,tot} = \varpi \cdot b \cdot h \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.30 \cdot 1.6 \cdot 1.2 \cdot \frac{35/1.5}{420/1.15} = 0.03680 \text{ m}^2 \quad (5.25)$$

$$A_{s,tot} = 368.0 \text{ cm}^2 \rightarrow 46 \phi 32 (372 \text{ cm}^2) \rightarrow \rho = \frac{A_{s,tot}}{A_c} = \frac{0.0368}{1.2 \cdot 1.6} = 0.02 \quad \text{O.K.} \quad (5.26)$$

Quanto ao esforço transversal, o cálculo da armadura transversal (estribos) deve assegurar que, na secção basal, a resistência ao esforço transversal o supera:

$$V_{Rd,s} \geq V_{Ed} (=) \left\{ \begin{array}{l} \frac{A_{sw,y}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta \geq 1435.1 (=) \frac{A_{sw,y}}{s} \geq \frac{1435.1}{(0.9 \cdot 1.15) \cdot \frac{420E3}{1.15} \cdot 2.5} = 15.2 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (5.27) \\ \frac{A_{sw,x}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta \geq 1813.0 (=) \frac{A_{sw,x}}{s} \geq \frac{1813.0}{(0.9 \cdot 1.55) \cdot \frac{420E3}{1.15} \cdot 2.5} = 14.2 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (5.28) \end{array} \right.$$

Dada a gravosa localização sísmica da estrutura em análise, é conveniente verificar este dimensionamento em termos regulamentares, para que a resistência e ductilidade necessárias sejam garantidas nas secções onde potencialmente se formarão rótulas plásticas.

O regulamento AASHTO determina valores mínimos para a armadura transversal a dispor nas secções pertencentes ao comprimento das rótulas plásticas,  $L_p$ , em função da zona sísmica onde a estrutura se insere (ou onde será construída), isto é, em função das acelerações sísmicas máximas locais:

**Table 3.10.4-1 Seismic Zones.**

Acceleration Coefficient	Seismic Zone
$A \leq 0.09$	1
$0.09 < A \leq 0.19$	2
$0.19 < A \leq 0.29$	3
$0.29 < A$	4

Fig. 5.55 – Zonamento sísmico, segundo o AASHTO [7]

No caso, as obras-de-arte em estudo estão associadas à zona sísmica **4** do regulamento AASHTO, pelo que a armadura transversal mínima nas secções extremas (rótulas plásticas) de pilares retangulares é dada pela seguinte expressão:

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq 0.30 * h_c * \frac{f_{ck}}{f_{yk}} * \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \quad (5.29)$$

em que:

$h_c$  – dimensão da região confinada na direção ortogonal à estudada (mm);

$s$  – espaçamento vertical entre estribos, não inferior a 100 mm (mm);

$A_g$  – área total da secção (mm<sup>2</sup>);

$A_c$  – área confinada da secção (mm<sup>2</sup>)

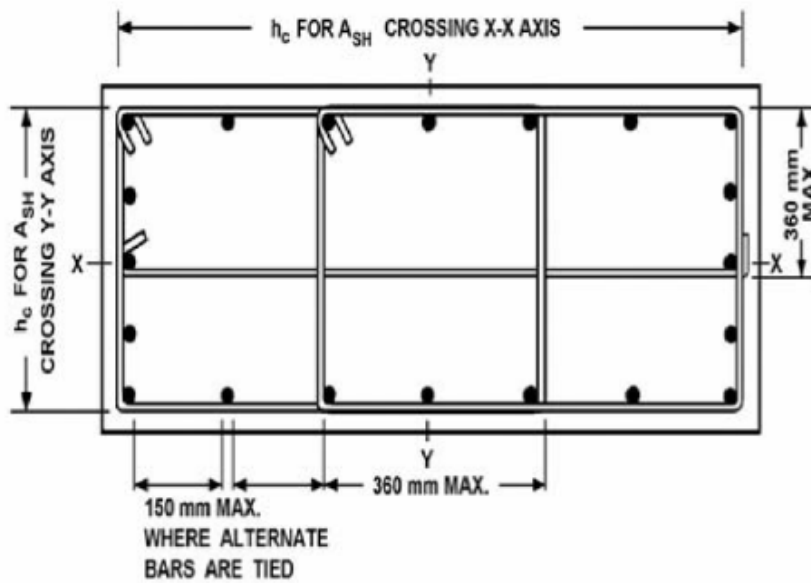


Fig. 5.56 – Detalhe exemplificativo das armaduras transversais do AASHTO [7]

Para a direção longitudinal, em que  $h_c$  vale 1500 mm, o valor mínimo da armadura transversal, segundo a expressão (5.29), supera as quantias dimensionadas para ambas as secções extremas (5.20):

$$\frac{A_{sw,y}}{s} \geq 0.30 * 1500 * \frac{35}{420} * (1.201 - 1) = 7.54 \text{ mm}^2/\text{mm} = 75.4 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (5.30)$$

Como tal, a armadura de esforço transversal a colocar na zona das rótulas plásticas na direção transversal tem de ser redimensionada. Adotando o espaçamento máximo permitido ( $s = 10$  cm) e um diâmetro de estribos de 12 mm, determina-se o número de ramos necessários nesta direção:

$$\frac{A_{sw,y}}{s} \geq 75.4 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow 8r \phi 12 // 0.10 \quad (5.31)$$

Quanto à direção transversal, em que  $h_c$  vale 1100 mm, a armadura transversal mínima, segundo a fórmula (5.29), supera o valor anteriormente dimensionado para estas armaduras (5.28):

$$\frac{A_{sw,x}}{s} \geq 0.30 * 1100 * \frac{35}{420} * (1.201 - 1) = 5.53 \text{ mm}^2/\text{mm} = 55.3 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (5.32)$$

Assim sendo, a armadura de esforço transverso a colocar na zona das rótulas plásticas na direção longitudinal tem de ser redimensionada. Adotando o espaçamento máximo permitido ( $s = 100 \text{ mm}$ ) e um diâmetro de estribos de 12 mm, determina-se o número de ramos necessários nesta direção:

$$\frac{A_{sw,x}}{s} \geq 55.3 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow 6r \phi 12 // 0.10 \quad (5.33)$$

É agora possível representar as soluções finais de armaduras para as secções de topo e basais dos pilares, nas Figuras 5.57 e 5.58, respetivamente. Para as primeiras, a armadura longitudinal é materializada por 68 varões de 32mm de diâmetro e a transversal por varões de 12mm de diâmetro espaçados de 10cm com oito ramos na direção longitudinal e seis da transversal. No caso das secções basais, a armadura longitudinal perfaz 46 varões de 32mm de diâmetro e a solução para as armaduras transversais é a mesma que foi adotada para as secções de topo.

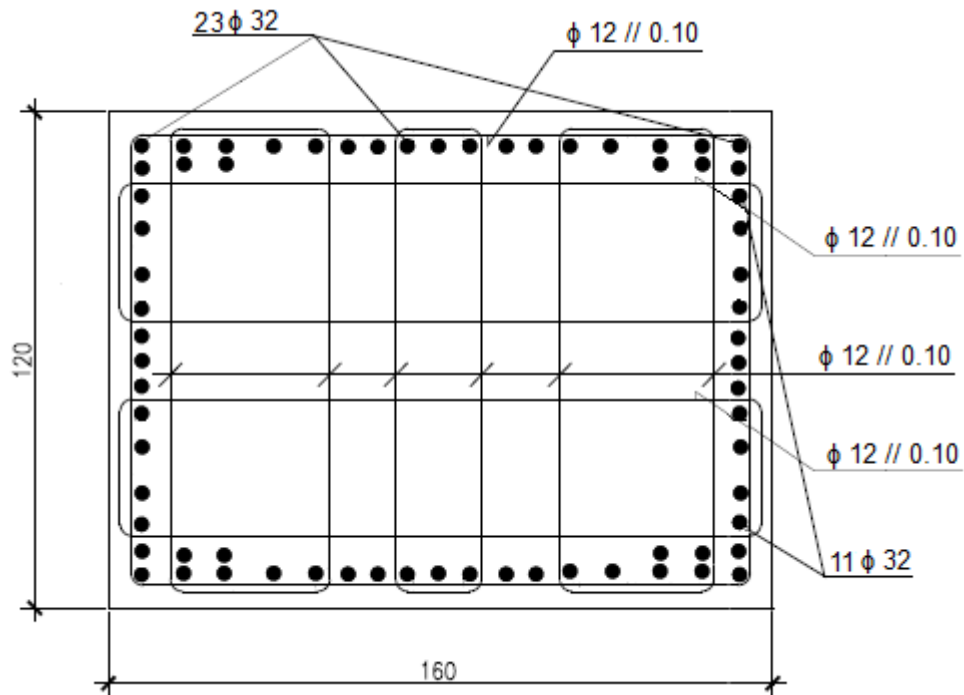


Fig. 5.57 – Solução final de armaduras para as secções de topo dos pilares

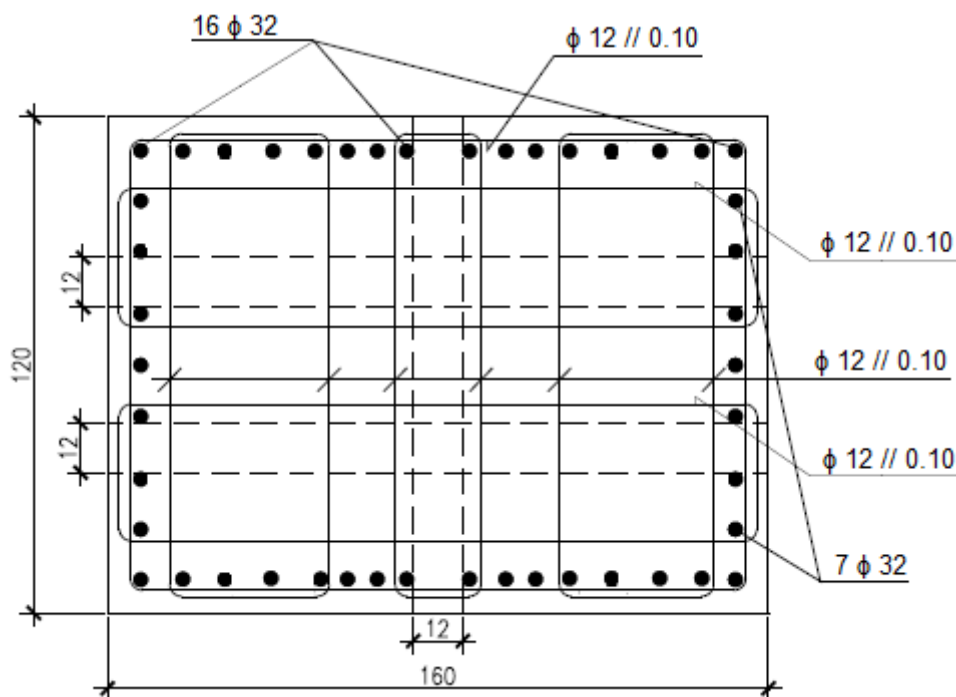


Fig. 5.58 – Solução final de armaduras para as secções basais dos pilares

O passo seguinte consiste em modelar estas secções de betão armado em fibras, associando-as ao material correspondente, isto é, à lei de comportamento que o define (Fig. 5.59). Os valores característicos das resistências elásticas do betão à compressão e à tração,  $f_{ck}$  e  $f_{ctk}$ , e da tensão de cedência do aço,  $f_{yk}$ , valem, respetivamente, 35 MPa, 5 MPa e 420 MPa.

Deste modo, ficarão totalmente discretizadas as secções (Fig. 5.60) dos elementos de barra que representam os pilares (*nonlinearBeamColumn elements*) e poder-se-á dar início à análise *pushover*. O número de pontos de Gauss adotados para a integração destes elementos foi tal que a distância entre os pontos de Gauss correspondesse ao comprimento da rótula plástica,  $L_p$ , para otimizar o método de cálculo e produzir resultados o mais verosímeis possível.

```
# MATERIAL parameters -----
set IDconcU 1; # material ID tag -- unconfined cover concrete
set IDreinf 2; # material ID tag -- reinforcement
# nominal concrete compressive strength -----
set fc -35e3; # CONCRETE Compressive Strength (kPa) (+Tension, -Compression)
set Ec 26e6; # Concrete Elastic Modulus (kPa)
# unconfined concrete -----
set fc1U $fc; # UNCONFINED concrete (todeschini parabolic model), maximum stress
set eps1U -0.003; # strain at maximum strength of unconfined concrete
set fc2U [expr 0.2*$fc1U]; # ultimate stress
set eps2U -0.01; # strain at ultimate stress
set lambda 0.1; # ratio between unloading slope at $eps2 and initial slope $Ec
# tensile-strength properties
set ftU [expr -0.14*$fc1U]; # tensile strength +tension
set Ets [expr $ftU/0.002]; # tension softening stiffness
# steel -----
set Fy 420e3; # STEEL yield stress (kPa)
set Es 200e6; # modulus of steel (kPa)
set Bs 0.005; # strain-hardening ratio
set R0 18; # control the transition from elastic to plastic branches
set cR1 0.925; # control the transition from elastic to plastic branches
set cR2 0.15; # control the transition from elastic to plastic branches
uniaxialMaterial Concrete02 $IDconcU $fc1U $eps1U $fc2U $eps2U $lambda $ftU $Ets; # build cover concrete (unconfined)
uniaxialMaterial Steel02 $IDreinf $Fy $Es $Bs $R0 $cR1 $cR2; # build reinforcement material
```

Fig. 5.59 – Modelação das leis de comportamento do betão e do aço no script em TCL



```

#####
# GRAVITY ANALYSIS
#####

puts "Gravity Analysis Objects Started";          # Text seen on interpreter

# GRAVITY LOADS

puts "Gravity Load Pattern Started";             # Text seen on interpreter

# Load Pattern Definition-----
pattern Plain 100 Linear { ;
# load $nodeTag (ndf $LoadValues)
load 9252 0.0 -5000 0.0 0.0 0.0 0.0;
load 9253 0.0 -5000 0.0 0.0 0.0 0.0;
load 9306 0.0 -5000 0.0 0.0 0.0 0.0;
load 9307 0.0 -5000 0.0 0.0 0.0 0.0;
}

# ANALYSIS PARAMETERS

constraints Transformation;
numberer RCM;                                # Condensed dof's (optimization)
system BandGeneral;                          # Un-symmetric banded system solved using Lapack Band General Solver
test NormDispIncr 1.0e-4 1000;               # Create the convergence test
algorithm KrylovNewton;                      # Create the solution algorithm
integrator LoadControl 1;                   # Load increment factor
analysis Static;                            # Static Analysis
analyze 1;                                  # Perform 1 static analysis step
loadConst -time 0.0;                        # Keep gravity loads constant

#####
# PUSHOVER ANALYSIS
#####

puts "Pushover Analysis Objects Started";       # Text seen on interpreter

# LATERAL LOADS

puts "Pushover Load Pattern Started";          # Text seen on interpreter

# Load Pattern Definition-----
pattern Plain 200 Linear { ;
# load $nodeTag (ndf $LoadValues)
load 9252 34.38 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0;
load 9253 34.38 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0;
load 9306 34.38 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0;
load 9307 34.38 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0;
}

constraints Transformation;
numberer RCM;                                # Condensed dof's (optimization)
system BandGeneral;                          # Un-symmetric banded system solved using Lapack Band General Solver
test NormDispIncr 1.0e-4 1000;               # Create the convergence test
algorithm KrylovNewton;                      # Create the solution algorithm
integrator LoadControl 1;                   # Load increment factor
analysis Static;                            # Static Analysis
analyze 100;                               # Perform 100 static analysis steps

```

Fig. 5.61 – Preparação das análises gravítica e *pushover* no script em TCL



Apresenta-se agora a curva de capacidade resultante da análise *pushover* supramencionada:

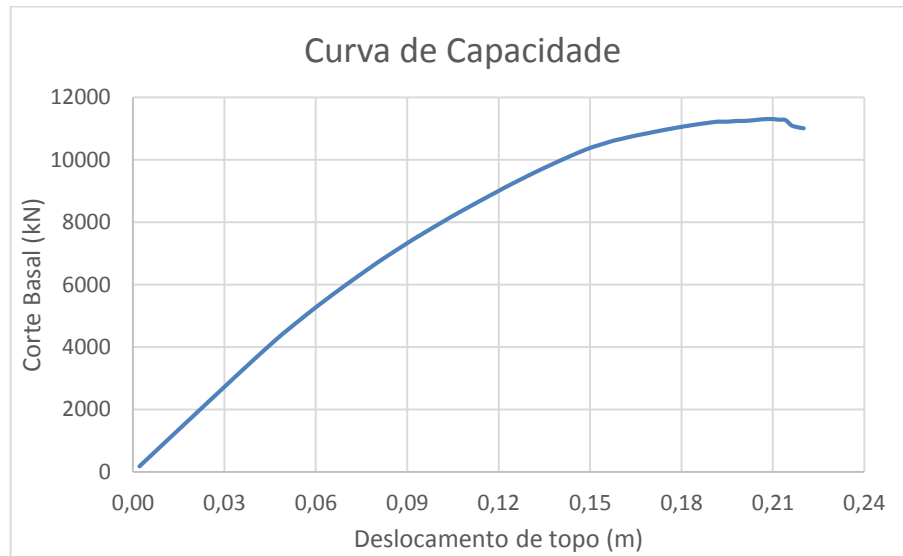


Fig. 5.62 – Curva de Capacidade

Como seria de prever, a curva de capacidade demonstra a gradual diminuição da rigidez devida à não-linearidade da interação solo-estrutura e, para níveis mais avançados de deformação, devida também à fendilhação e plastificação do betão e do aço, até ao colapso global da estrutura.

Tendo sido a estrutura dimensionada para a ação sísmica reduzida pelo coeficiente de comportamento, denota-se uma apreciável sobrerresistência da estrutura, dado que foi capaz de suportar quase o dobro da ação sísmica de dimensionamento: o corte basal máximo resistido superou 11 MN, ao passo que a solicitação longitudinal de cálculo das combinações sísmicas lineares rondava os 6 MN, para a qual os pilares foram dimensionados, ainda que a ductilidade apresentada não tenha sido muito expressiva.

Esta sobrerresistência deve-se à adoção, em projeto, de coeficientes parciais de segurança para os materiais, 1.5 para a resistência do betão e 1.15 para a do aço, dimensionando a estrutura para valores de cálculo da resistência elástica, ao passo que, na análise *pushover*, as propriedades mecânicas dos materiais modeladas em *software* correspondem aos valores característicos das resistências, portanto superiores aos de cálculo, contemplando até alguma resistência *extra* pós-elástica (*hardening*, no caso do aço, em que a resistência última, *fuk*, é superior à resistência elástica, *fyk*). Por outro lado, as combinações sísmicas de cálculo incluem a atuação de 30% do sismo na direção ortogonal à estudada, que faz aumentar ligeiramente os esforços longitudinais para os quais os pilares são dimensionados, o que constitui mais uma explicação para o corte basal resistido ter superado os 6 MN.

Outra razão para a sobrerresistência apurada para o corte basal, em relação àquele para o qual a estrutura foi dimensionada, prende-se com a sequência de plastificação (formação de rótulas plásticas) em que a rotura não se dá para a primeira plastificação (primeira rótula plástica), devido à redundância presente (ainda que diminuta), ocorrendo uma redistribuição de forças na estrutura pós-plastificação e convergindo esta para o colapso global de forma gradual, sem a ocorrência de uma rotura frágil.

O facto de o patamar plástico, que se dá após o corte basal superar os 11 MN para um deslocamento de topo de 17 cm, não se apresentar muito extenso prende-se com a reduzida redundância que esta estrutura ostenta. De facto, o mecanismo de colapso dá-se com a formação de 8 rótulas plásticas nas extremidades dos 4 pilares, sendo que os esforços a que as 4 rótulas plásticas de topo estão sujeitas são muito similares, assim como os esforços das 4 rótulas basais. Como tal, cada uma destas quadruplas de rótulas plásticas plastificará quase simultaneamente, pelo que o comportamento não-linear global é praticamente sentenciado por apenas três momentos fundamentais:

- Plastificação da primeira quadrupla de rótulas plásticas, seja ela a de topo ou a basal, para um corte basal ligeiramente inferior a 11 MN, em que anteriormente a estrutura se encontrava em regime *elástico*<sup>2</sup> e, depois deste momento, entra em regime plástico;
- Plastificação da segunda quadrupla de rótula, para um corte basal superior a 11 MN, logo após a qual se dá o colapso da estrutura, devido ao mecanismo global formado.

Os seguintes gráficos tensão-deformação do betão e da armadura para uma das rótulas plásticas da estrutura, nas fibras mais comprimida e tracionada, refletem o comportamento não-linear material com o incrementar do carregamento, fundamento para a perda global de rigidez da estrutura.

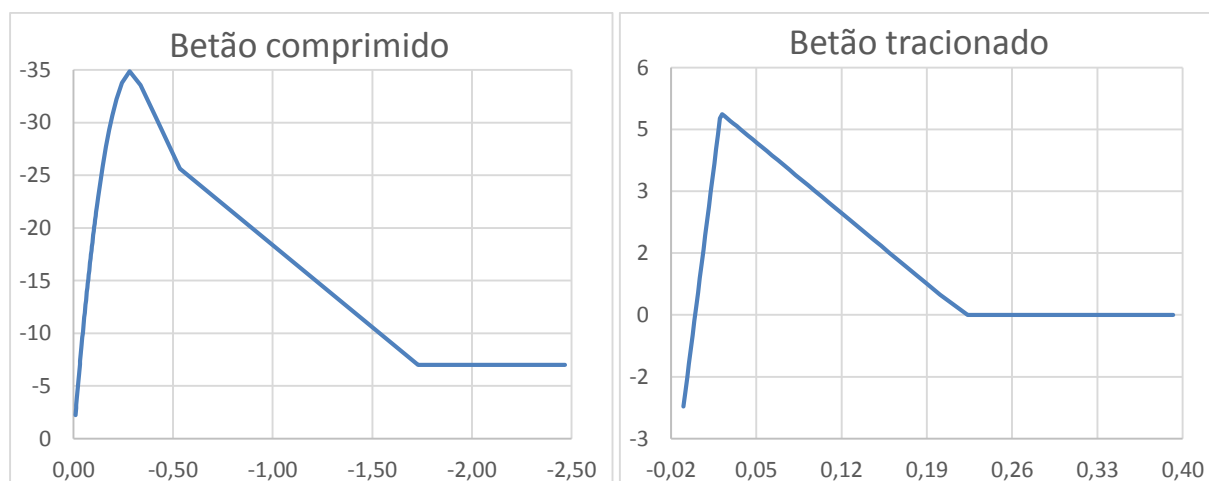


Fig. 5.63 – Relações tensão-deformação (MPa – %) experienciadas nas fibras de betão extremas

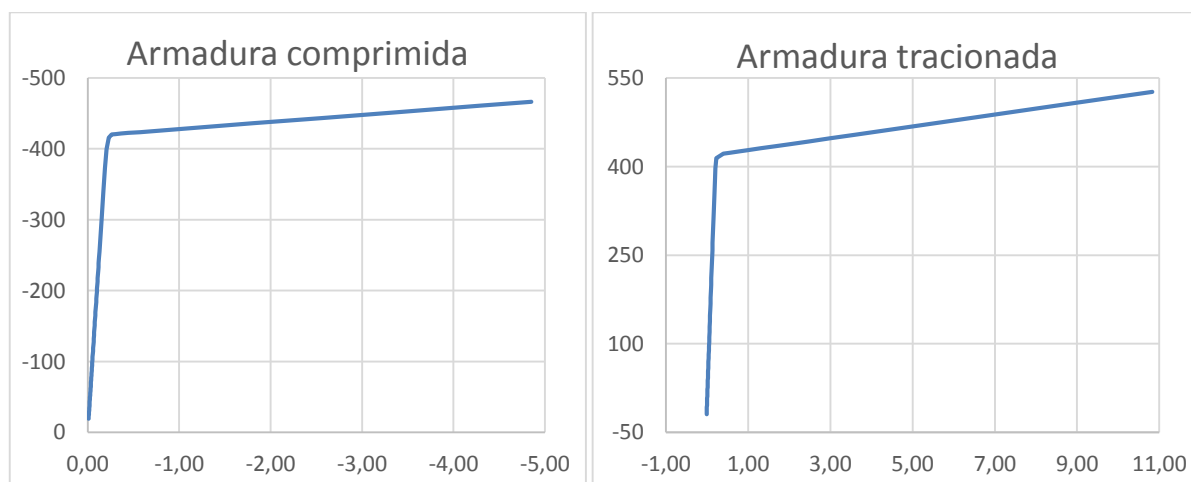


Fig. 5.64 – Relações tensão-deformação (MPa – %) experienciadas nas fibras de aço extremas

2 – Este regime *elástico*, não rigorosamente elástico, contempla a fendilhação do betão e a plastificação do solo.

Tal como esperado, quando atingidas as resistências elásticas dos materiais – 35 MPa em compressão e 5 MPa em tração no betão e 420 MPa em compressão e tração no aço – a deformabilidade global da estrutura aumenta em grande medida, dada a perda de rigidez das rótulas plásticas e, por consequência, da estrutura no seu global. Ao passo que o betão rapidamente deixa de oferecer resistência após plastificar, o aço de reforço, devido à sua distinta ductilidade, é o material que possibilita à estrutura explorar patamares pós-elásticos, sem que a rotura esteja iminente, e ainda demonstrando uma significativa resistência adicional por endurecimento, superior à elástica ( $f_{uk} > f_{yk}$ ).

Tendo a estrutura sido capaz de resistir a um corte basal de 11400 kN, portanto a 83% da solicitação sísmica total elástica, 13752 kN, ver-se-ia cumprido o requisito em falta do Quadro 4.13 da secção 4.2.3.2 para o uso de um coeficiente de comportamento igual a 4, que exige um corte basal resistente superior a 50% da ação sísmica total. No entanto, não é seguro tirar esta conclusão sem antes testar a estrutura redimensionada para este coeficiente de comportamento, naturalmente menos resistente do que a solução atual – dimensionada para  $Q = 3$ . A acrescentar a isto, a incerteza associada à modelação numérica e a reduzida preponderância do modo fundamental (rácio da massa modal efetiva pela total inferior a 90%) aconselham cautela em empregar extrapolações diretas dos resultados da curva de capacidade para a quantificação do coeficiente de comportamento. A verificar-se o requisito supracitado na estrutura redimensionada para  $Q = 4$ , o projeto usufruiria de uma significativa economia de material, dado que seria possível dimensionar a estrutura para menores esforços.

Apresentam-se agora as curvas *momento – deslocamento de topo* para as rótulas plásticas de um pilar:

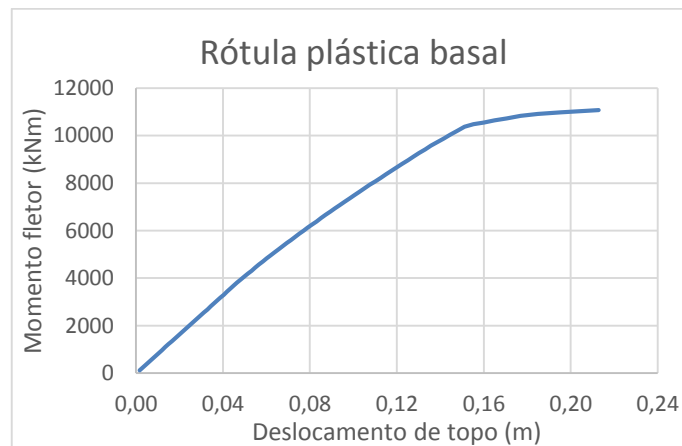


Fig. 5.65 – Curva momento – deslocamento de topo na rótula plástica basal de um pilar

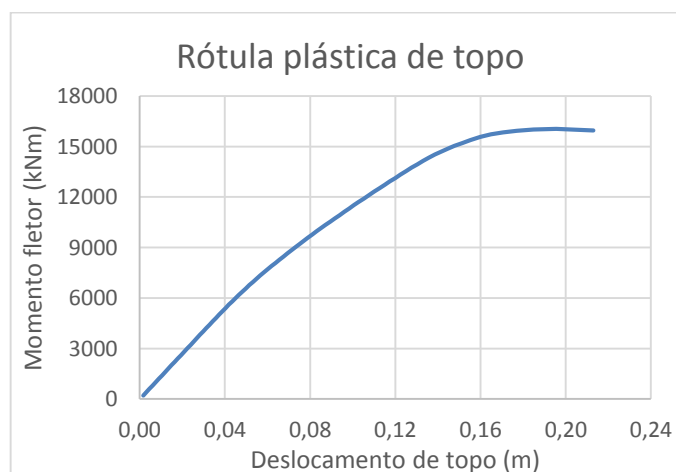


Fig. 5.66 – Curva momento – deslocamento de topo na rótula plástica de topo de um pilar

Tal como seria de prever, as curvas *momento – deslocamento de topo* acima representadas (Figuras 5.65 e 5.66) compreendem fundamentalmente três etapas fáceis de demarcar:

- Fase não-fendilhada, logo de rigidez máxima, em que o betão e o aço se encontram em regime linear elástico, até um deslocamento de topo de cerca de 5 cm;
- Fase fendilhada, de rigidez inferior à inicial, após um deslocamento de topo de 5 cm, em que o aço subsiste em regime elástico, até um deslocamento de topo de cerca de 17 cm;
- Fase em que a armadura entra em cedência para um deslocamento de topo de 17 cm, pelo que a rigidez da secção composta decresce consideravelmente, até ao colapso global.

Estas curvas estão também em consonância com a curva de capacidade (Fig. 5.62), em que a plastificação das rótulas plásticas se dá para o mesmo instante em que a curva de capacidade converge para uma assíntota horizontal – aquando de um deslocamento de topo de cerca de 17 cm.

Ainda numa análise das curvas *momento – deslocamento de topo*, os momentos máximos resistidos nas secções de topo e basal foram de cerca de 15.5 e 11.1 MNm, respetivamente, ao passo que os momentos de cálculo máximos atuantes nessas mesmas secções (Fig. 5.21) valem 11.7 e 6.8 MNm, respetivamente. Como tal, é possível de serem calculados os fatores de segurança respetivos:

$$FS_{\text{secção de topo}} = \frac{15.4}{11.7} = 1.3 \quad (5.34)$$

$$FS_{\text{secção basal}} = \frac{11.1}{6.9} = 1.6 \quad (5.35)$$

A sobrerresistência apurada para a secção basal dos pilares foi superior à da secção de topo, o que não vai de encontro ao que foi sugerido na secção 5.4.3: direcionar o dano sísmico para as secções basais, em salvaguarda das de topo, por estas serem de difícil acesso para eventuais reparações pós-sismo, logo sobredimensionando a armadura das secções de topo. Como tal, sugere-se o redimensionamento destas secções para cumprir a sugestão supracitada.

#### 5.4.8. ANÁLISE PLÁSTICA PARA VALIDAÇÃO DOS RESULTADOS

Com base nos momentos fletores resistidos pelas rótulas plásticas, é possível verificar o corte basal resistente da estrutura, por uma análise plástica. O esforço cortante máximo ao nível de cada pilar, conhecendo os momentos plásticos nas suas extremidades, é dado pela seguinte expressão:

$$V_{\text{máx}} = \frac{M_{pl,i} + M_{pl,j}}{h} = \frac{15.4 + 11.1}{9} = 2.9 \text{ MN} \quad (5.36)$$

O corte basal resistente é dado pela soma dos esforços de corte máximos dos quatro pilares:

$$V_{bRd} = V_{\text{máx}} * 4 = 11.6 \text{ MN} \quad (5.37)$$

Este valor é deveras similar ao corte basal resistido pela estrutura antes do seu colapso, 11.4 MN. **O.K.**

#### 5.4.9. APLICAÇÃO DO MÉTODO N2 DO EC8

Para a estimação do deslocamento-alvo, isto é, o deslocamento que previsivelmente ocorreria caso o sismo de projeto abalasse a estrutura, o EC8 [3] propõe um método, designado de N2, desenvolvido por Fajfar e Fischinger [31], que é aplicável a estruturas de vários graus de liberdade (MDOF), equivalendo-as a um idealizado sistema de um grau de liberdade (SDOF).

Os passos preconizados no EC8 para a obtenção do deslocamento-alvo são os seguintes:

- Modelação da estrutura e execução de uma análise *pushover* com vista a obtenção da curva de capacidade para esse MDOF (Fig. 5.67);
- Transformação da curva de capacidade do MDOF numa curva de capacidade de um SDOF equivalente (Fig. 5.68), dividindo a primeira (deslocamento de topo e corte basal) pelo fator de participação modal ( $\Gamma$ ) do modo fundamental da direção em análise;
- Bilinearização da curva de capacidade (SDOF) com uma idealização da relação força/deslocamento elasto-perfeitamente plástica, com rigidez pós-cedência nula, em que o corte basal e o deslocamento de topo que separam os dois regimes (elástico e plástico) designam-se por  $F_y^*$  e  $d_y^*$  (expressão 5.38 e Fig. 5.69);
- Determinação do período  $T^*$  do SDOF equivalente, segundo a expressão 5.39.
- Obtenção do deslocamento-alvo do equivalente SDOF para um comportamento elástico ilimitado,  $d_{et}^*$ , recorrendo aos espectros de acelerações sísmicas na coordenada  $T^*$ , segundo as expressões 5.40 e 5.44;
- Determinação do deslocamento-alvo do SDOF equivalente,  $d_t^*$ , em função do período  $T^*$ ;
- Finalmente, determinação do deslocamento-alvo da estrutura (MDOF),  $d_t$ , multiplicando o do SDOF,  $d_t^*$ , pelo fator de participação modal,  $\Gamma$  (expressões 5.43 e 5.47).

##### 5.4.9.1. Obtenção da Curva de Capacidade do SDOF equivalente

Pela análise da curva de capacidade da estrutura (MDOF), admite-se para  $F_y$  e  $d_y$  11 MN e 0.18 m, respetivamente. Valendo o fator de participação modal ( $\Gamma$ ) do modo fundamental longitudinal 1.49, os parâmetros  $F_y^*$  e  $d_m^*$  (SDOF) assumem valores de 7.4 MN e 0.12 m, respetivamente.

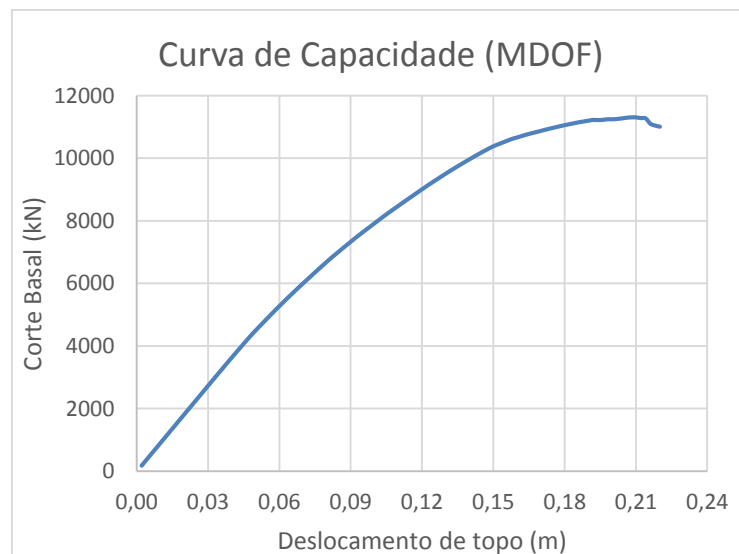


Fig. 5.67 – Curva de capacidade longitudinal da estrutura (MDOF) da análise *pushover*

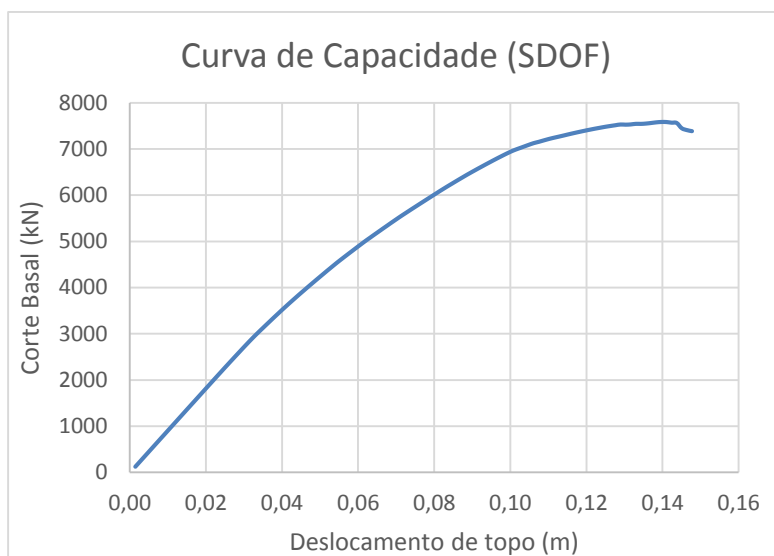


Fig. 5.68 – Curva de capacidade longitudinal do SDOF equivalente

#### 5.4.9.2. Determinação da relação idealizada força–deslocamento elasto-perfeitamente plástica

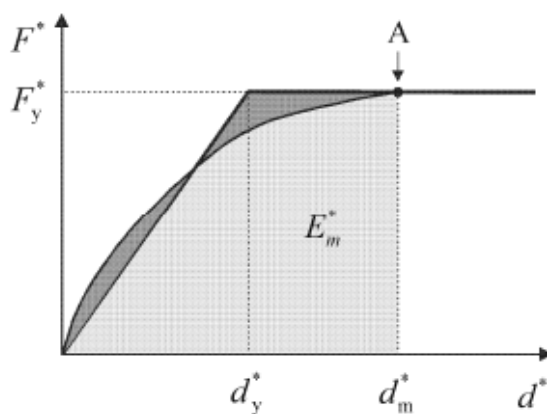


Fig. 5.69 – Bilinearização elasto-perfeitamente plástica idealizada para a curva de comportamento do SDOF [3]

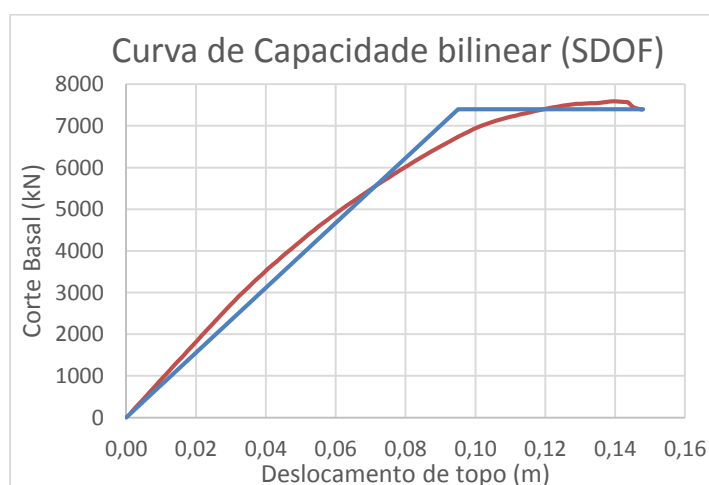


Fig. 5.70 – Bilinearização elasto-perfeitamente plástica idealizada para a curva de comportamento do SDOF

O deslocamento que faz a transição do regime elástico para o plástico da curva de capacidade bilinear idealizada para o SDOF, anteriormente representada no Fig. 5.70, vale:

$$d_y^* = 2 * \left( d_m^* - \frac{F_m^*}{F_y^*} \right) = 0.095 \text{ m} \quad (5.38)$$

#### 5.4.9.3. Obtenção do período do sistema idealizado com um só grau de liberdade

O período do SDOF idealizado é determinado pela seguinte expressão:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}} = 2\pi \sqrt{\frac{2074 * 0.095}{7400}} = 1.03 \text{ s} \quad (5.39)$$

#### 5.4.9.4. Determinação do deslocamento-alvo para o SDOF e para o MDOF

De cada espectro considerado, extraem-se as acelerações elásticas máximas para o período do SDOF idealizado e, seguidamente, calculam-se os deslocamentos-alvo para cada espectro e cada sistema.

Espectro elástico elaborado *in-situ*  $\rightarrow Se(T^*) = 0.75 \text{ G} = 7.36 \text{ m/s}^2$  (patamar de acelerações constantes)

$$d_{et}^* = Se(T^*) * \left( \frac{T^*}{2\pi} \right)^2 = 0.198 \text{ m (SDOF)} \quad (5.40)$$

$$T^* < T_c = 1.5 \text{ s} ; \frac{F_y^*}{m^*} = 3.6 < Se(T^*) \rightarrow \text{resposta não-linear} \quad (5.41)$$

$$d_t^* = \frac{d_{et}^*}{q_u} \left( 1 + (q_u - 1) \frac{T_c}{T^*} \right) \geq d_{et}^* ; q_u = \frac{Se(T^*) * m^*}{F_y^*} = 2.06 \rightarrow d_t^* = 0.244 \text{ m} \quad (5.42)$$

$$d_t = d_t^* * \Gamma = 0.244 * 1.49 = 36.4 \text{ cm (MDOF)} \quad (5.43)$$

Espectro elástico regulamentar  $\rightarrow Se(T^*) = 0.675 \text{ G} = 6.62 \text{ m/s}^2$  (patamar de acelerações constantes)

$$d_{et}^* = Se(T^*) * \left( \frac{T^*}{2\pi} \right)^2 = 0.178 \text{ m (SDOF)} \quad (5.44)$$

$$T^* < T_c = 3.0 \text{ s} ; \frac{F_y^*}{m^*} = 3.6 < Se(T^*) \rightarrow \text{resposta não-linear} \quad (5.45)$$

$$d_t^* = \frac{d_{et}^*}{q_u} \left( 1 + (q_u - 1) \frac{T_c}{T^*} \right) \geq d_{et}^* ; q_u = \frac{Se(T^*) * m^*}{F_y^*} = 1.86 \rightarrow d_t^* = 0.335 \text{ m} \quad (5.46)$$

$$d_t = d_t^* * \Gamma = 0.335 * 1.49 = 50.0 \text{ cm (MDOF)} \quad (5.47)$$

#### 5.4.9.5. Discussão dos resultados

O facto de o deslocamento-alvo relativo ao espectro regulamentar ter assumido um valor tão elevado deve-se à invulgarmente elevada extensão do patamar de acelerações constantes deste espectro, que abarca todos os períodos estruturais compreendidos entre 0.8 e 3 segundos.

Como seria de prever, estes deslocamentos-alvo advieram superiores ao deslocamento último resistido pela estrutura, 22 cm (segundo a curva de comportamento da Fig. 5.67), isto é, a atuação de um sismo da intensidade máxima prevista para a zona faria provavelmente colapsar a estrutura, não tivesse sido esta dimensionada para a ação sísmica reduzida por um coeficiente de comportamento de 3.

Em todo o caso, estes deslocamentos (expressões 5.43 e 5.47), por não serem imensamente superiores ao resistente, reafirmam a sobrerresistência apresentada pela estrutura em relação à ação para a qual foi dimensionada, tendo esta sido capaz de sustentar uma fatia significativa da ação sísmica total.

### 5.5. COMPARAÇÃO DE RESULTADOS DAS DIFERENTES ABORDAGENS

Para que as comparações que se pretendem efetuar possam ser consideradas verdadeiras tem de se cumprir a condição *ceteris paribus*, isto é, os efeitos a comparar (deslocamentos e esforços internos) são os resultantes da mesma combinação de ações exteriores – no caso, será a combinação sísmica de serviço da direção longitudinal, em que as ações assumem os seus valores característicos, sem coeficientes de segurança aplicados.

As análises sísmicas realizadas resultaram em esforços e deformações naturalmente distintos, dada a disparidade de metodologias preconizadas por cada abordagem para o cálculo sísmico, em termos da quantificação da solitação exterior e do comportamento não-linear, quer da interação solo-estrutura quer dos elementos estruturais suscetíveis de plastificar localmente com a ação sísmica.

A análise linear simplificada, por dedicar toda a massa vibrante ao modo fundamental para a quantificação da solitação sísmica, resultaria em deformações previsivelmente superiores às da análise espectral, em que a massa vibrante é *distribuída* pelos modos que participam na resposta total. No entanto, nestas abordagens simplificadas, a massa vibrante considerada foi apenas a da superestrutura, de modo a poder ser considerado um único grau de liberdade, o translacional ao nível do tabuleiro, tal como uma análise simplificada merece. Como tal, os deslocamentos de topo resultantes destas análises revelaram-se inferiores aos das abordagens espectrais (em cerca de 10%), dado que estas últimas entram em linha conta com a aceleração ao nível das fundações. Ainda assim, e tal como foi enunciado na secção 5.2.1, os esforços dos pilares decorrentes das análises simplificadas são os corretos, isto é, não são reduzidos pelo facto de não se considerar a massa vibrante ao nível das fundações, tal como se pode verificar no Quadro 5.31, em que os esforços máximos das análises simplificadas e das espectrais são deveras similares. O desvio entre estas envolventes de esforços, em que as das análises simplificadas são ligeiramente inferiores às das espectrais, deve-se à heterogeneidade na distribuição dos esforços pela estrutura que ocorre nas abordagens espectrais, em que os efeitos 3D globais (devidos aos modos de frequência elevada) fazem aumentar os esforços em determinados pilares e diminuir nos restantes, ao passo que, na abordagem simplificada, esta distribuição é homogénea.



A influência nas análises espectrais da consideração da não-linearidade da interação solo-estrutura revelou-se principalmente ao nível dos deslocamentos de topo, em que ocorreram aumentos de quase 50% quando se considerou o comportamento não-linear do solo. Esta circunstância deve-se à maior flexibilidade da estrutura, por sua vez devida à perda de rigidez ao nível da fundação com a plastificação do solo. Esta perda de rigidez tem como consequência adicional a redução dos momentos basais (em relação aos das análises espectrais que negligenciam a não-linearidade da rigidez do solo), e consequentes aumentos dos momentos de topo nos pilares, dada a maior flexibilidade rotacional dos maciços, mantendo-se a rigidez do tabuleiro inalterada – regime elástico. Isto equivale a dizer que, em estruturas hiperestáticas, os esforços são atraídos para as zonas mais rígidas, em detrimento das mais flexíveis (no caso: tabuleiro e fundações, respetivamente).

Quanto às análises não-lineares *pushover*, estas validam o raciocínio exposto no parágrafo anterior, dada a disparidade de resultados entre os momentos basais e de topo. Por outro lado, os deslocamentos de topo e os esforços transversos obtidos para esta abordagem estão compreendidos entre os valores das duas análises espectrais para estes efeitos, o que significa que, tal como esperado, a rigidez do solo verdadeiramente mobilizada encontra-se num estado intermédio entre as duas conceções que balizam o fenómeno de plastificação do solo. Isto significa dizer que as frequências naturais da estrutura, para a combinação sísmica de serviço, estão compreendidas entre as frequências “lineares” e as “não-lineares”, dado que as primeiras foram obtidas para a rigidez inicial, elástica, do solo e as últimas para a rigidez mobilizada pela ação sísmica total. Os resultados da análise *pushover* aproximam-se mais dos da abordagem espectral “não-linear”, o que reafirma a importância de considerar a influência da não-linearidade da interação solo-estrutura para o cálculo sísmico desta estrutura..

Por outro lado, as análises *pushover* permitem concluir que a abordagem simplificada, além de pecar no cálculo da deformabilidade, fornece resultados pouco credíveis para os esforços internos aos quais a estrutura estará sujeita num evento sísmico. Como o modo fundamental longitudinal não mobiliza efetivamente mais de 90% da massa total da estrutura, os resultados devem ser multiplicados pelo inverso do rácio da massa modal efetiva pela total, tal como o EC8 – Parte 2 sugere [4] na secção 4.2.1.2(3), para que os resultados possam ser considerados satisfatórios.

Quadro 5.31 – Envolvente de esforços das combinações sísmicas de serviço para as abordagens adotadas

Abordagem	Não-linearidade da interação solo-estrutura	$\delta_{\text{topo}}$ elástico (cm)	$V_{\text{Ed}}$ (kN)	$M_{\text{Ed}}$ de topo (kNm)	$M_{\text{Ed}}$ basal (kNm)
Linear Simplificada (Regulamentar)	(Não influenciável)	3.8	1147.1	5539.9	4783.6
Linear Espectral (Regulamentar)	Não considerada	4.2	1206.9	5883.1	5050.2
	Considerada	6.0	1194.7	6540.5	4388.2
Linear Simplificada ( <i>In-Situ</i> )	(Não influenciável)	3.7	1131.0	5462.3	4716.7
Linear Espectral ( <i>In-Situ</i> )	Não considerada	4.1	1191.5	5808.5	4985.6
	Considerada	5.8	1178.3	6422.2	4299.2
Não-Linear <i>Pushover</i> <sup>3</sup>	Considerada	5.1	1192.0	6519.7	4208.6

3 – Conjunto de esforços correspondentes ao corte basal de serviço – 4584 kN.

Apresentam-se agora, de forma gráfica, os resultados anteriormente tabelados, em que a azul estão os resultantes da análise linear simplificada, a vermelho e a verde os das análises lineares espectrais em que a influência da não-linearidade da interação solo-estrutura é ou não negligenciada, respetivamente, e a roxo os da análise não-linear *pushover*.

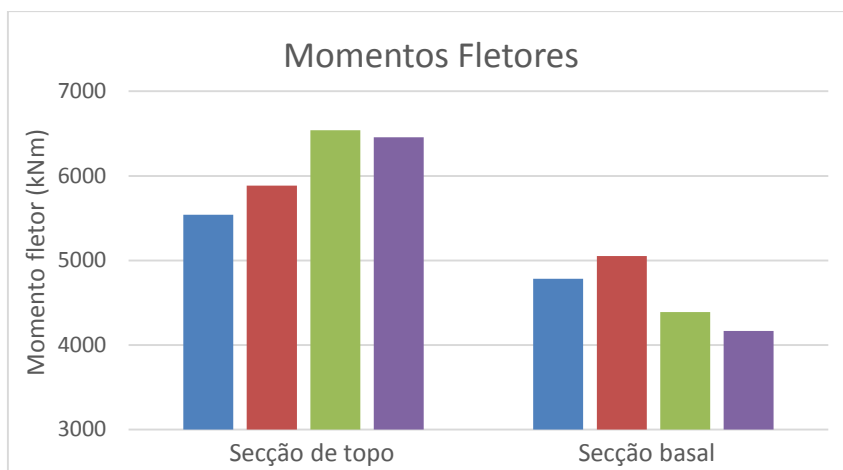


Fig. 5.71 – Envolventes de momentos fletores das quatro abordagens

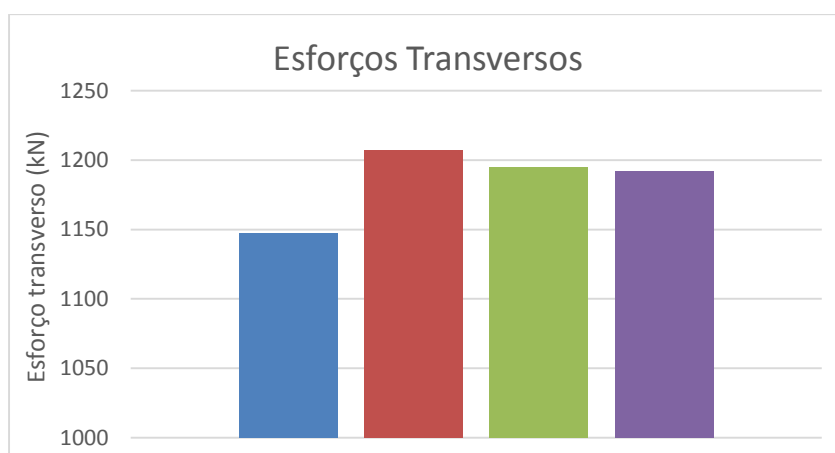


Fig. 5.72 – Envolventes de esforços transversos das quatro abordagens

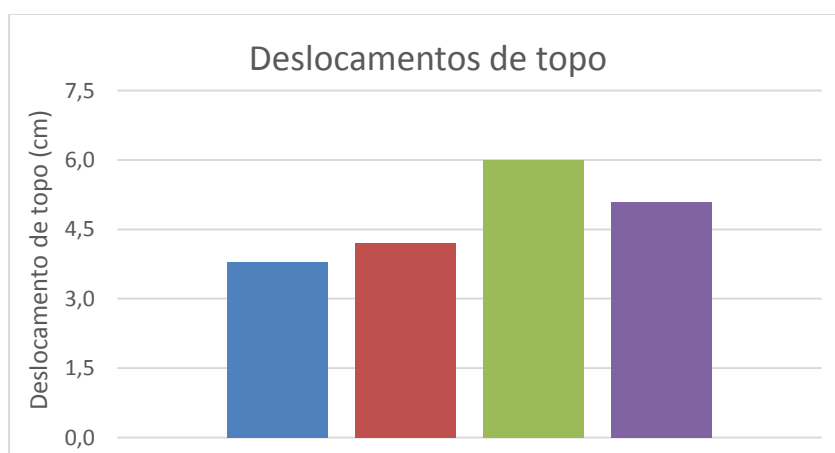


Fig. 5.73 – Envolventes de deslocamentos de topo das quatro abordagens

# 6

## CONCLUSÕES

### 6.1. ILAÇÕES FINAIS

As análises sísmicas conduzidas permitiram tirar conclusões importantes quanto à aplicabilidade das mesmas para o caso de estudo, mas cujos raciocínios de validação podem ser alargados a um maior leque de estruturas, em particular a pontes e viadutos.

No desenrolar desta dissertação, comum a todas as abordagens para o cálculo sísmico, a interação solo-estrutura mereceu especial destaque pois a fundação das obras-de-arte tem a particularidade de ser estratificada fundamentalmente por solos argilosos de baixa consistência. Ainda numa fase de pré-dimensionamento, a solução estrutural adotada para a superestrutura foi, desde logo, sensível a esta condicionante geotécnica, na medida em que o tabuleiro foi descontinuado entre todos os vãos, criando articulações de rotações desimpedidas entre os mesmos, de modo a que os assentamentos diferenciais entre pilares, inevitáveis perante o contexto geológico propício ao fenómeno de consolidação, não gerassem danos estruturais nestas ligações.

Ainda quanto à interação solo-estrutura, o comportamento não-linear que caracteriza a rigidez mobilizável do solo de fundação revelou-se fulcral para a obtenção de resultados credíveis, tendo-os feito variar, por vezes, para o dobro, em relação às análises em que esta não-linearidade não era considerada. De facto, devido à fraca rigidez e alta compressibilidade que caracterizam os solos argilosos moles, a interação solo-estrutura, mesmo para pequenos níveis de carregamento, atingia regimes pós-elásticos, fazendo reduzir a rigidez global da estrutura e, por conseguinte, as suas frequências naturais de vibração.

Transversalmente a todas as abordagens, a diminuição do valor das frequências fundamentais repercutiu-se em reduções, de todo não desprezáveis, das massas modais efetivas destes modos, o que acarretou perdas de importância relativa dos modos fundamentais para a resposta total da estrutura, dada por sobreposição modal. Em concreto, os rácios das massas modais efetivas dos modos fundamentais, longitudinal e transversal, pela massa total da estrutura foram reduzidos para 83% e 70%, respetivamente, quando considerada a influência da não-linearidade da rigidez do solo, sendo que, quando negligenciado o comportamento não-linear da fundação, estes rácios valiam 90% e 81%, e os fatores de participação modal transversal e longitudinal foram reduzidos de 1.46 e 1.55 para 1.37 e 1.49, respetivamente, tal como se pode constatar nos seguintes três gráficos (Figuras 6.1, 6.2 e 6.3).

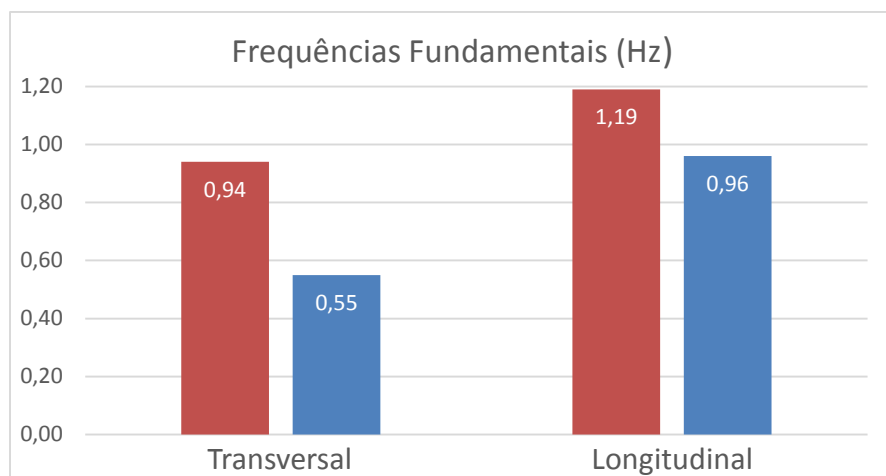


Fig. 6.1 – Redução das frequências fundamentais “lineares” (a vermelho) e “não-lineares” (a azul)

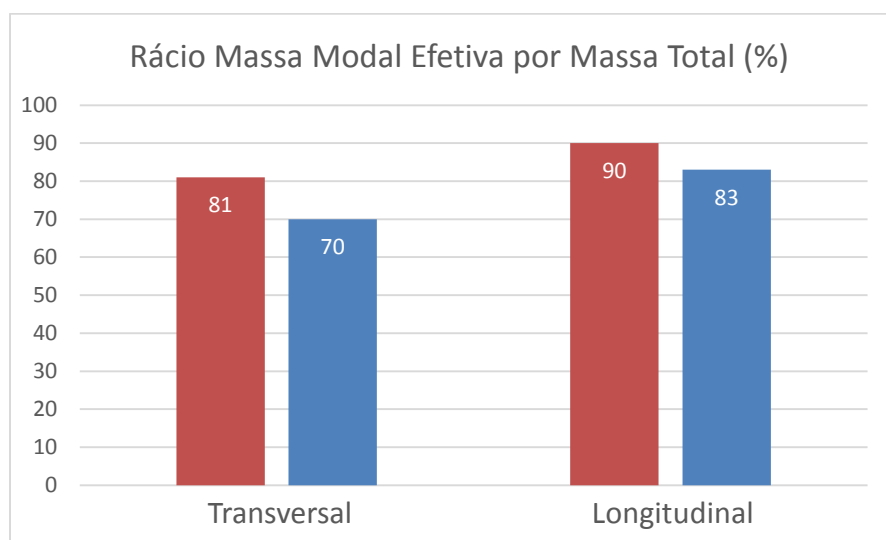


Fig. 6.2 – Redução dos rácios MME/MT “lineares” (a vermelho) e “não-lineares” (a azul)

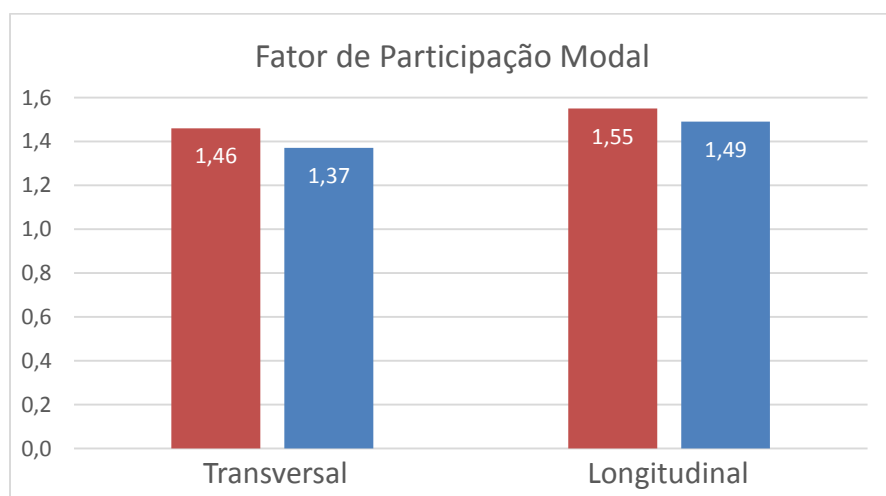


Fig. 6.3 – Redução das fatores de participação modal “lineares” (a vermelho) e “não-lineares” (a azul)

Como é fácil de deduzir, a perda de importância relativa dos modos fundamentais para a resposta sísmica global torna menos rigorosas as conclusões retiradas de análises lineares simplificadas, em que a estrutura é equiparada a um sistema de um grau de liberdade, de frequência única, sendo a ação sísmica representada por forças proporcionais à aceleração espectral associada a essa frequência.

Este raciocínio de invalidação da abordagem simplificada foi validado perante os resultados das análises estáticas lineares espectrais (análises dinâmicas lineares) em que os esforços, particularmente os na direção ortogonal à estudada, sofreram variações importantes quando considerada a não-linearidade da interação solo-estrutura, face aos resultantes das análises que a desprezaram. Estes acentuados desvios devem-se ao ganho de importância dos modos de frequência mais elevada para a resposta total da estrutura, isto é, à maior massa efetivamente mobilizada nestes modos de vibração.

Mantendo-se o corte basal total da estrutura intacto, como não poderia deixar de ser, as variações de esforços supracitadas estão associadas à sua envolvente e não ao seu total, isto é, os aumentos de esforços ocorreram para os valores máximos experienciados no pilar mais solicitado, passando a existir uma grande heterogeneidade na distribuição dos esforços pelos pilares, devidos aos efeitos tridimensionais introduzidos pelos modos de frequência mais elevada. Como os elementos estruturais são dimensionados para os esforços máximos e não para a média destes efeitos, a consideração da não-linearidade da interação solo-estrutura revelou-se essencial para o dimensionamento dos pilares.

Como tal, é razoável inferir que, para o caso de estudo, a análise estática linear simplificada não fornece resultados completamente fidedignos, principalmente para a direção transversal em que a massa efetivamente mobilizada pelo modo fundamental vale apenas 70% da massa total, pelo que só da análise dinâmica linear resultam estados de tensão e deformação credíveis. Por conseguinte, os pilares foram dimensionados para os esforços decorrentes desta abordagem.

Estando a armadura dos pilares dimensionada e cumprindo os requisitos regulamentares aplicados, foi então possível proceder à análise estática não-linear (*pushover*), modelando os pilares como elementos de plasticidade distribuída com modelos de fibras representativos da solução de armaduras adotada para as secções ao longo dos pilares. Desta análise resultou uma Curva de Capacidade em que o corte basal total máximo resistido pela estrutura, antes do colapso, vale quase o dobro da ação sísmica de cálculo para a qual a estrutura foi dimensionada, o que permite inferir quanto à clara sobrerresistência apresentada pela estrutura.

Por outro lado, o corte basal resistido vale mais de 80% da ação sísmica elástica total, o que possibilitaria a que a estrutura pudesse eventualmente ser redimensionada para um coeficiente de comportamento de 4, dado que o requisito regulamentar para a utilização deste valor para  $Q$  determina que a estrutura deve ser capaz de resistir a mais de 50% da ação sísmica total. Esta sobrerresistência é naturalmente reduzida caso o redimensionamento seja efetuado, pois a ação exterior mantém-se e a resistência interna diminui, e, aliado a isto, as incertezas associadas à modelação numérica e a reduzida preponderância do modo fundamental (rácio da massa modal efetiva pela total inferior a 90%) não podem ser negligenciadas, pelo que não podem ser tiradas conclusões quanto à possibilidade de adoção de um coeficiente de comportamento superior a 3. Para o efeito, a estrutura teria de ser redimensionada (para  $Q = 4$ ), submetida a uma nova análise *pushover* e, só então, se poderiam tirar ilações quanto à aprovação deste coeficiente de comportamento.

A aplicação do método N2 do EC8 permitiu confirmar que a estrutura, como seria de prever, não é capaz de suportar o sismo regulamentar na sua plenitude, dado ter sido dimensionada para uma ação sísmica reduzida pelo coeficiente de comportamento. Não obstante, os deslocamentos-alvo (deslocamentos teóricos que a estrutura experiencia perante o sismo regulamentar – N2) e o resistente revelaram-se não muito díspares, o que valida a existência de uma considerável sobrerresistência.

## 6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Tendo todas as conclusões do desenrolar desta dissertação sido tiradas apenas para o caso de estudo, seria pertinente validar uma generalização dos raciocínios expostos para uma maior gama de viadutos e pontes, fazendo variar algumas propriedades geométricas – como o vão e a altura estrutural – e mecânicas – como a secção dos pilares, a solução de fundações e a ligação pilar-tabuleiro. Em particular, seria interessante quantificar a influência da não-linearidade da interação solo-estrutura para essa gama de estruturas, perante diferentes cenários geológico-geotécnicos, localizadas em diferentes zonas sísmicas, dada a preponderância que esta assumiu para o dimensionamento do caso de estudo.

A análise *pushover* realizada foi baseada na formulação com plasticidade distribuída, por ser a que melhor representa o aparecimento de danos e o comportamento não-linear das secções compostas, sem incorrer em erros de localização das plastificações. Ainda assim, seria proveitoso comparar esta abordagem com a de plasticidade concentrada, com rótulas plásticas, para inferir quanto à sua maior ou menor aplicabilidade e fidelidade, dado que esta formulação acelera e simplifica a aplicação de uma análise *pushover*, tornando-a ainda mais adequada a um ambiente de projeto.

Tendo a estrutura, dimensionado para um coeficiente de comportamento de 3, sido capaz de suportar um corte basal bem mais superior ao regulamentarmente exigido para o uso de um  $Q$  de 4, sugere-se o redimensionamento da estrutura para este coeficiente de comportamento e a execução de uma nova análise *pushover*, avaliando o nível de sobrerresistência que eventualmente a estrutura exibirá. Este cálculo seria deveras pertinente para um eventual novo dimensionamento mais económico.

Seria também extremamente útil a realização de uma análise dinâmica não-linear *time history* de modo a serem ultrapassados os *handicaps* da abordagem estática não-linear, em particular a incapacidade de corretamente avaliar o mecanismo histerético de dissipação de energia.

A consideração de efeitos de 2ª ordem geométrica não foi atendida no âmbito desta tese, mas poderá eventualmente representar aumentos nos esforços de flexão, especialmente se a estrutura for flexível e, por consequência, a deformação considerável, criando excentricidades na aplicação de cargas verticais cujos efeitos  $P-\Delta$  não poderão ser negligenciados.

Ainda quanto ao objetivo de difundir as análises *pushover* no seio dos gabinetes de projeto, recomenda-se a elaboração de aplicações/*scripts* que agilizem a criação de secções compostas de betão armado em *OpenSees*, preferencialmente com interface gráfica, e que permitam também a inclusão da armadura transversal, além da longitudinal. Em utopia, esta aplicação seria também capaz de quantificar o incremento da resistência à compressão do betão, agora confinado, em função da quantidade e da amarração da armadura de esforço transversal dimensionada.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] [https://en.wikipedia.org/wiki/1985\\_Mexico\\_City\\_earthquake](https://en.wikipedia.org/wiki/1985_Mexico_City_earthquake). 2015.
- [2] <https://en.wikipedia.org/wiki/Earthquake>. 2015.
- [3] CEN, *EN 1998-1: Eurocódigo 8: Projeto de Estruturas para Resistência aos Sismos – Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios*, 2010.
- [4] CEN, *EN 1998-2: Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 2: Bridges*, 2005.
- [5] SCT, *N-PRY-CAR-6-01-005/01*, 2001.
- [6] GDF, *Normas Técnicas Complementares para o Dimensionamento Sísmico*, 2004.
- [7] AASHTO, *LRFD Bridge Design Specifications*, 2012.
- [8] AASHTO, *Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design*, 2009.
- [9] ACI, *ACI 318M-08 Building Code Requirements for Structural Concrete*, 2008.
- [10] GEG, *GCA4-EST\_V2-PE-MD-01-R01 - Memoria de Calculo de Estructuras*, 2015.
- [11] Kramer, S., *Geotechnical Earthquake Engineering*, Prentice Hall, 1996.
- [12] [https://en.wikipedia.org/wiki/Lake\\_Texcoco](https://en.wikipedia.org/wiki/Lake_Texcoco). 2015.
- [13] [http://www.oaxacanotes.com/Natural\\_Disasters\\_%E2%80%94\\_M%C3%A9xico](http://www.oaxacanotes.com/Natural_Disasters_%E2%80%94_M%C3%A9xico). 2015.
- [14] Frank, R., *Design of Shallow and Deep Foundations*, Presses de Ponts, Paris, 1999.
- [15] Brown J. *et al*, *Dynamic High Stress Experiments on Soil*, 1987.
- [16] FHWA, *2006 Status of the Nation's Highways, Bridges, and Transit: Conditions and Performance*, 2006.
- [17] INIFED, *Normas y Especificaciones para Estudios Proyectos Construcción e Instalaciones, Seguridad Estructural, Diseño por Sismo*, 2011.
- [18] [https://en.wikipedia.org/wiki/Earthquake\\_shaking\\_table](https://en.wikipedia.org/wiki/Earthquake_shaking_table). 2015.
- [19] <http://www.bosai.go.jp/hyogo/ehyogo/research/movie/movie-detail.html>. 2015.
- [20] Bento R. *et al*, *Método do espectro de capacidade adaptativo para avaliação sísmica de estruturas*, 2007.
- [21] Delgado R., *Avaliação da Segurança Sísmica de Pontes*, Dissertação de Doutorado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2009.
- [22] CEN, *EN 1992-1-1: Eurocódigo 2: Projeto de Estruturas de Betão – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*, 2010.
- [23] Elnashai, A., Mwafy A., *Overstrength and force reduction factors of multistorey reinforced-concrete buildings*, 2002.
- [25] Varum, H., *Modelo numérico para análise sísmica de pórticos planos de betão armado*, Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 1995.
- [26] Kappos, A., *Analytical Prediction of the Collapse Earthquake for R/C Buildings: Suggested Methodology*, 1991.
- [27] Pauley, T., Priestley N., *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, 1992.

- [28] Calabrese A., Almeida J., *Numerical Issues in Distributed Inelasticity Modeling of RC Frame Elements for Seismic Analysis*, 2010.
- [29] <http://opensees.berkeley.edu/>. 2015.
- [30] <http://opensees.berkeley.edu/OpenSees/manuals/usermanual/index.html>. 2015
- [31] Fajfar, P., Fischinger, M., *N2 – A Method for Non-Linear Seismic Analysis of regular Structures*, Proceedings of the Ninth World Conference on Earthquake Engineering, Japão, 1988.
- [32] Silva, C., *Análise da fragilidade sísmica de pontes considerando o efeito das réplicas*, Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2014.
- [33] [http://thegeosphere.pbworks.com/w/page/24741536/1985 Mexico City Earthquake](http://thegeosphere.pbworks.com/w/page/24741536/1985%20Mexico%20City%20Earthquake). 2015
- [34] Barros, H., Figueiras J., *Tabelas e Ábacos de Dimensionamento de Secções de Betão Solicitadas à Flexão e a Esforços Axiais Segundo o Eurocódigo 2*, Edições FEUP, 2012.